

Bemerkenswerte Treppenkonstruktionen.

Von Prof. Dr.-Ing. Adolf Kleinlogel und Baumeister Ing. Hugo Schmunk, Darmstadt.

oll hier von einigen neueren Treppenanlagen berichtet die in Zusammenarbeit mit den jeweiligen Architekten im Büro des Unterzeichneten konstruktiv und statisch entworfen wurden.

chst sei auf die vor etwa einem Jahr in dem neuen Film- „Die Schauburg“ in Karlsruhe errichtete, von Architekt choler, Karlsruhe, entworfene Treppe hingewiesen. Der ppp sieben Monaten erstellte gesamte Neubau stand unter

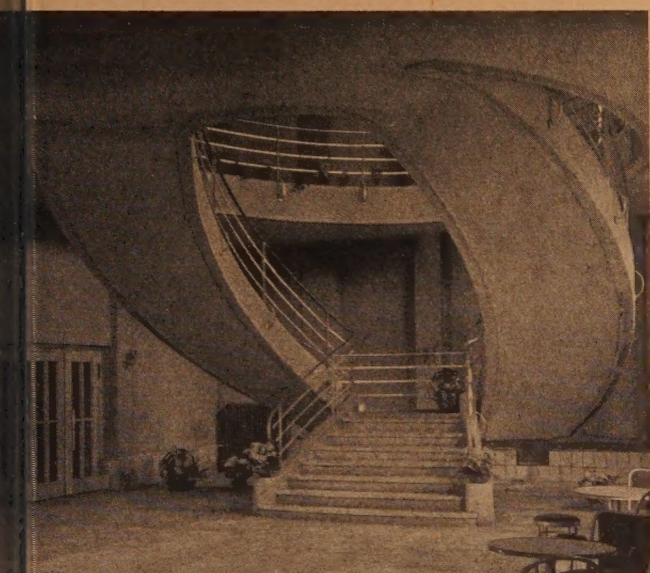


Abb. 2. Freitragende Stahlbeton-Treppe in einem Filmtheater in Karlsruhe.

teitigung von Ingenieur Brannath, Karlsruhe. Die architek- te Gestaltung des ganzen Baues bedingte, daß auch die in der halle untergebrachte Aufgangstreppe zum Balkon sich mäßig und formschön in diesen Rahmen einfügte.

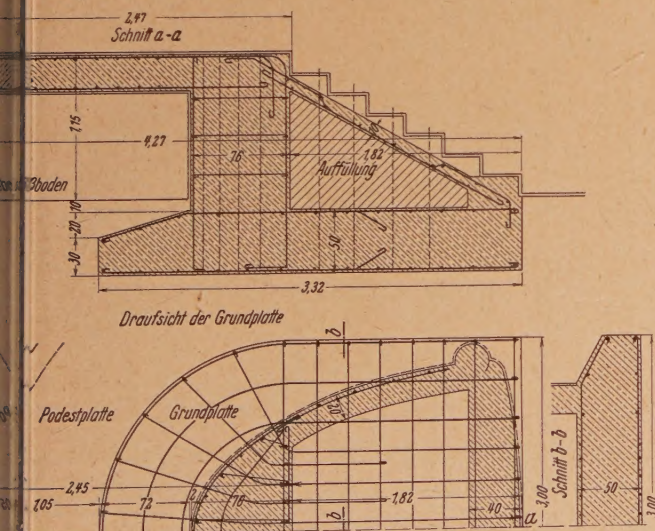


Abb. 3. Ausbildung des Zwischenpodestes der in Abb. 1 und 2 abgebildeten Treppe.

in Abb. 1 und 2 gezeigte zweiarmige elliptisch geformte frei- de Stahlbetontreppe stellt mit ihren geschwungenen enläufen und dem frei vorgekragten pilzförmigen Zwischen- (Abb. 3) eine bemerkenswerte Konstruktion dar. Die untere

Antrittstreppe ist auf einer gemeinsamen Grundplatte mit dem halbrunden Stiel des Zwischenkragpodestes gegründet. Die Auf- füllung dient zur Erhöhung der Kippsicherheit.

Die Auflagerung am Austritt der Treppe erfolgte auf einem Stahlrahmen, der den ganzen Raum überspannt. Die Treppenläufe konnten in den Riegel dieses großen Stahlrahmens eingespannt werden, da dieser durch besondere Vorkehrungen verdrehungssteif ausgebildet war.

Die 28 cm starke halbkreisförmige Zwischenpodestplatte ist ohne jeden Träger aus dem halbrunden Stiel vorgekragt und dient zugleich zur Aufnahme und Einspannung der beiden aufgehenden Läufe. Letztere sind 14 cm stark (ohne den Stufenbeton) und werden durch die in einem Guß hergestellten beiderseits angeordneten 35 cm hohen und 11 cm breiten Wangenträger verdrehungssteif gemacht (Abb. 4). Tritt- und Setzstufen sowie die niedrigen Wangenträger sind mit 2 cm starken Platten verkleidet und mit

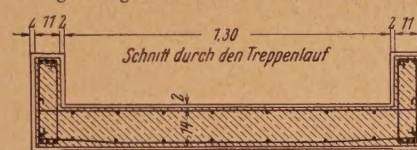


Abb. 4. Querschnitt durch den Treppenlauf.

aufgesetztem Stahlgeländer versehen (Abb. 2).

Die Treppenanlage wurde für 500 kg/m² Nutzlast in Beton B 225 und mit Betonstahl I ausgeführt und ist trotz der Großzügigkeit der Gestaltung mit einem Mindestaufwand erstellt worden. Insgesamt betrug der Baustoffbedarf bei einem Ausmaß von 6,0/8,6 m in der Grundrißprojektion 1375 kg Betonstahl I mit 6,5 m³ Beton B 225. Für die Fundamente wurden 6,3 m³ Beton B 160 benötigt.

Sehr formschön ist auch die in Zusammenarbeit mit Architekt Dr.-Ing. E. Samesreuther, Darmstadt, erbaute Geschoßtreppe

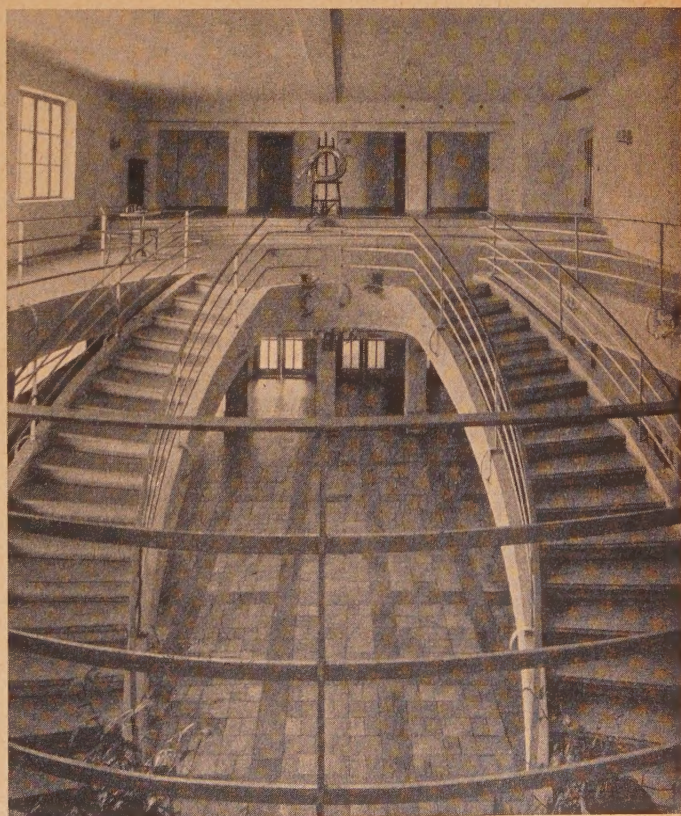


Abb. 2.



Abb. 6. u. Abb. 7. Geschoßtreppe in Stahlbeton der Industrie- u. Handelskammer Darmstadt.

der Industrie- und Handelskammer Darmstadt im Gebäude der Hessischen Bank.

In einer Raumecke wurde eine zweiarmige rechtwinklige Stahlbetontreppe mit Zwischenpodest angeordnet (Abb. 5), welches in der Mauerecke zweiseitig gelagert wurde. Die längsgespannten Läufe wurden am An- und Austritt auf die Stahlträger der bestehenden Decke gelagert. Dem Wunsche des Architekten, eine möglichst elegant erscheinende Ausführung vorzusehen, konnte dadurch entsprochen werden, daß die Laufplatten in Form einer Tragrippe mit nur 50 cm Breite und die beiderseits 25 cm ausragenden Stufen mit nur 4 cm starken Wandungen in Stahlbeton ausgebildet wurden. Die erste Stufe, als Antrittspodest ausgebildet,

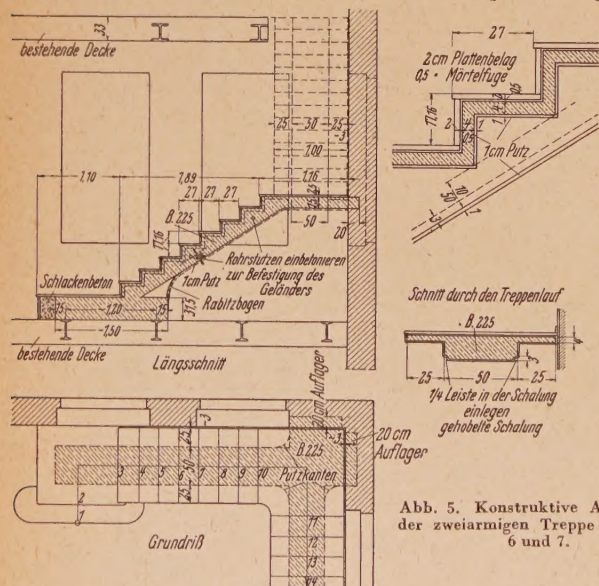


Abb. 5. Konstruktive Ausbildung der zweiarmigen Treppe der Abb. 6 und 7.

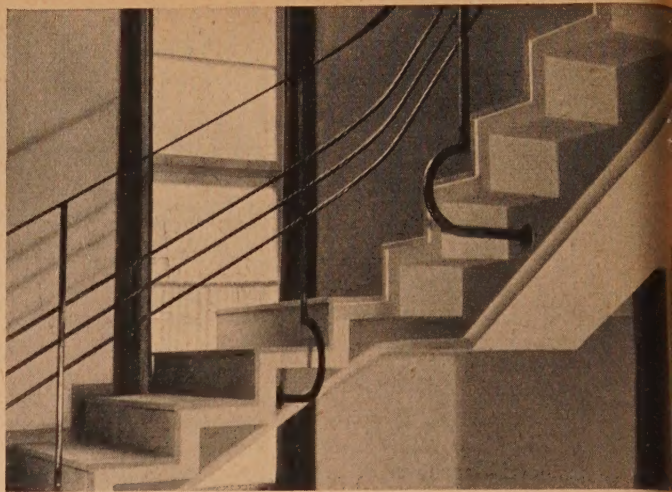
ermöglichte die Übertragung der Lauflast auf die darunter liegenden beiden Deckenträger. Ähnlich ist auch die Ausbildung am Austritt des oberen Laufes.

Wie schön sich die Treppe in die gut beleuchtete Raumecke einfügt, ist aus den beigegebenen Abb. 6 und 7 ersichtlich.

Das Eigengewicht der 1,0 m breiten Läufe beträgt einschließlich Plattenbelag nur 530 kg/m² Grundrißprojektion und ist für eine Nutzlast von $p = 350 \text{ kg/m}^2$ bemessen.

Auch hier darf der Verbrauch mit rd. 2,0 m³ Beton B 160 und 217 kg Betonstahl I für acht lfdm. Treppe als gering bezeichnet werden. Unter Außerachtlassung der Auflagerausbildung beträgt der Aufwand nur 0,2 m³ Beton und 25 kg Stahl für 1,0 lfdm. wahre Länge der geeigneten Läufe

Die folgenden beiden Ausführungen von Massivtreppen in Wohnhäusern, die in Zusammenarbeit mit dem gleichen Architekten entwickelt wurden, sind besonders erwähnenswert durch die sparsame Bauweise und die damit verbundene Wirtschaftlichkeit.



Im ersten Falle handelt es sich um eine dreigeschossige Wohnhaustreppe (Abb. 8), die in ein bestehendes Gebäude eingebaut wurde. Die quergespannten Laufplatten mit später aufgesetzten Stampfbetonstufen sind 8 cm stark und wurden nur fingerartig in den Drittelpunkten der Treppenläufe auf die beiden vorhandenen Treppenhaus-Längswände aufgelagert.

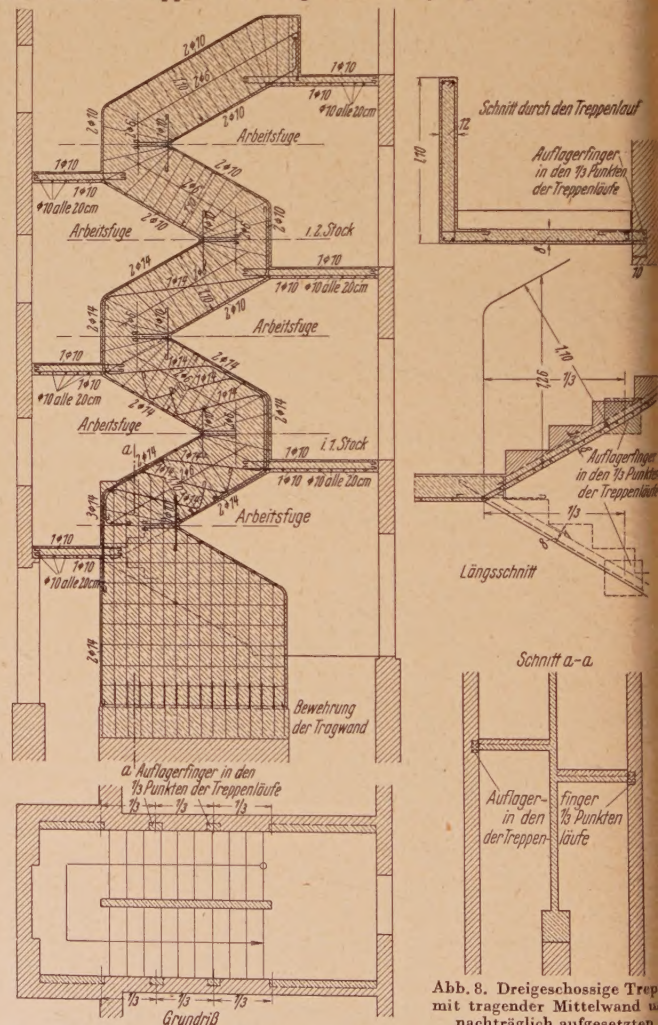
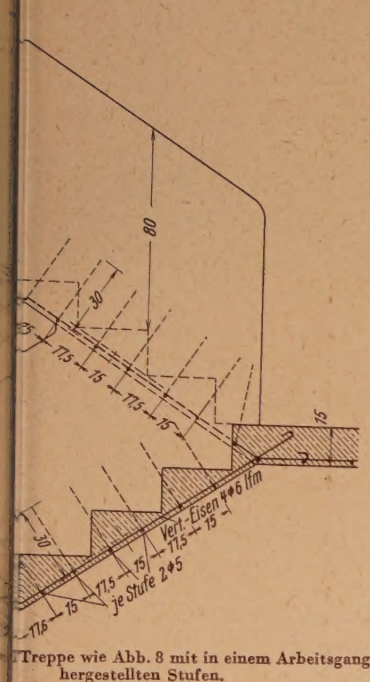


Abb. 8. Dreigeschossige Treppe mit tragender Mittelwand und nachträglich aufgesetzten Stampfbetonstufen.

Im zweiten Fall ist eine ähnliche Ausführung vorgesehen, bei der jedoch die Stufen in einem Arbeitsgang ausgeführt wurde. Die Laufplattenstärke beträgt an der geringsten Stelle nur 3 cm, was für die in Querrichtung gespannten Stufen ausreichend erschien (Abb. 9). Alle Tragstufen sind auf den Außenwänden aufgelagert. Bei beiden Ausführungen erfolgt die Mittelauflegerung

gespannten Laufplatten bzw. Stufen auf einer gemeinsamen mittleren Tragwand in Form eines mehrfach geknickten Trägers gemäß Abb. 8. Diese Tragwand dient zugleich als Treppenaugen, wodurch die Ausführung ebenso wie auch materialsparend wird.



Treppe wie Abb. 8 mit in einem Arbeitsgang hergestellten Stufen.

als Kragträger ausgebildete Mittelwand stellt das Haupttragwerk der Konstruktion dar. Mit Rücksicht auf die erforderliche Stützhöhe steht eine reichliche Konstruktionshöhe zur Verfügung, wodurch der Stahlverbrauch sehr gering wird. Abb. 8 zeigt den Längsschnitt dieser Treppenanlage und die Bewehrung der Tragwand. Die Stärke des Mittelwandträgers ist mit dem je nach Anzahl der Geschosse ausreichend. Die Gründung ruht auf die innere Wangenmauer im Keller. Durch die vollständige Ausbildung neben der Differenztreppe ist zugleich der erforderliche Abschluß zum Keller vorhanden.

Die vorliegenden Treppenanlagen mit drei Vollgeschossen be-

tragen den Stahlverbrauch im ersten Beispiel 450 kg, im zweiten sogar nur 387 kg.

Zum Schluß sei noch ergänzend auf die Ausführung bekannter Treppenkonstruktionen hingewiesen, bei denen die Läufe nicht in Querrichtung gespannt werden können und dennoch auf die sichtbaren Podestträger verzichtet werden muß.

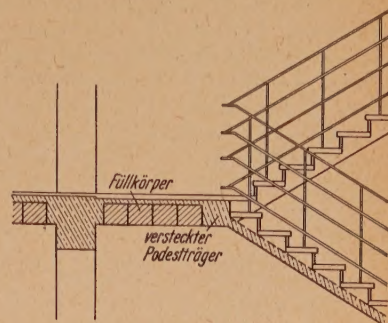
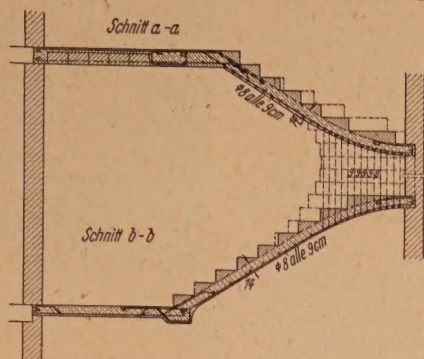


Abb. 10. Längsgespannte Treppenläufe, aufgelagert auf versteckte Podestträger.

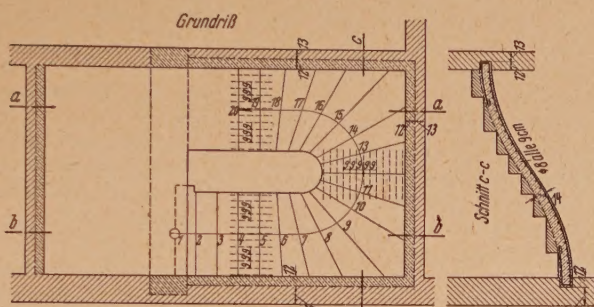


Abb. 11. Gewundene Treppe mit allseitiger Auflagerung in den Umfassungsmauern.

Bei der in Abb. 10 gezeigten Treppe sind die längsgespannten Läufe auf versteckte Podestträger gelagert. Die Podeste selbst sind als Hohlsteindecken ausgebildet. Falls die Podeste gegen seitliches Ausweichen gesichert erscheinen, kann unter Ausnutzung der

Faltwerkwirkung der gebrochenen Lauf- und Podestflächen eine nicht unwesentliche Ersparnis erzielt werden. Aus- und Antrittsstufen sind gegeneinander versetzt. Hierdurch wird in der Untersicht ein einwandfreier Verschnitt der schrägen und horizontalen Unterflächen erreicht.

Lassen sich gewundene Treppen nicht vermeiden, so sind diese mit allseitigen Auflagern an den Treppenhaus-Umfassungsmauern auszuführen. Die Bewehrung wird in beiden Laufrichtungen bis zum Wandaufleger durchgeführt (Abb. 11). Infolge der kreuzweisen Eisenführung im Schnitt der beiden Laufrichtungen kann die statische Spannweite der einzelnen Läufe erheblich verringert werden.

Biegezugfestigkeit in den Arbeitsfugen einer Brückenfahrbahntafel.

Von Dr.-Ing. habil. Wolfgang Herberg, Mannheim.

1. Aufgabe:

Herstellungsweise der Stahlbetonplattenbalken der neuen Brücke Heidelberg¹⁾ als Einzelbalken T-förmigen Querschnittes (Abb. 1) machte acht quer zur Kraftrichtung laufende Ar-

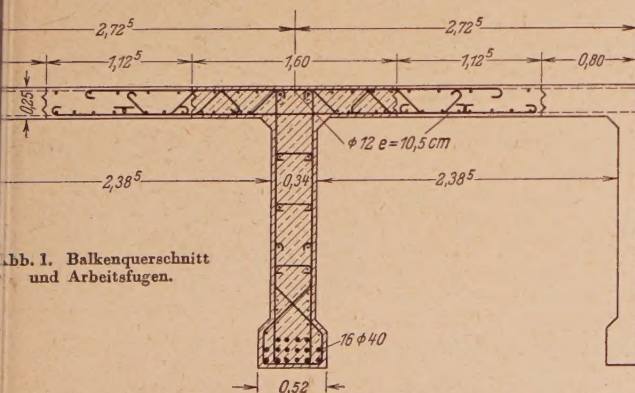


Abb. 1. Balkenquerschnitt und Arbeitsfugen.

den neun Hauptträgern von 34 cm Stegdicke und 1,60 m plattenbreite, die im Abstand von 2,725 m verlegt waren, in der hochbeanspruchten Fahrbahnplatte erforderlich.

wurden in Zeiträumen bis zu 40 Tagen die 25 cm dicken Fahrbahnzwischenstücke als Ortsbeton eingefügt.

Der Konstruktionsgedanke ging dahin, die Arbeitsfuge nach dem „senkrechten Verzahnungsschnitt“ mit einem Zwei-Streben-System von Stahlstäben auszubilden. Dazu konnten klein oder groß verzahnte Arbeitsfugen dienen. In Anbetracht der hohen Stahlspannung von $\sigma_{zul} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ war für die Rißsicherheit bei Biegung das Erreichen einer möglichst hohen Biegezugfestigkeit wichtig. Um die verschiedenen Ausbildungsmöglichkeiten der Arbeitsfuge gegeneinander abwägen zu können, entschloß sich die Firma Grün & Bilfinger, Mannheim, in deren Händen Entwurf und Ausführung lag, zu einer Versuchsreihe.

2. Versuche:

Im Schrifttum liegen keine Berichte über Versuche mit verzahnten Arbeitsfugen vor. Um aber wenigstens den Anschluß an bekannte Ergebnisse von Biegezugfestigkeiten unbewehrten Betons zu finden, wurde folgende Probe-reihe mit unbewehrten Probekörpern nach Abb. 2 gewählt:

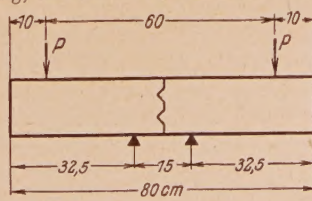


Abb. 2. Maße der Probekörper und Versuchsanordnung.

1. Vollstab (in einem Stück betoniert),
2. Arbeitsfuge senkrecht ohne Bearbeitung,
3. Arbeitsfuge senkrecht im frischen Zustand leicht aufgeraut,

4. Arbeitsfuge klein verzahnt (4 Einschnitte 9 mm tief) ohne Bearbeitung,
5. Arbeitsfuge groß verzahnt (2 Einschnitte 20 mm tief) ohne Bearbeitung.

Die Verzahnung war zu der am Bauwerk verhältnismäßig. Von besonderen erschwerenden Behandlungsarten, wie Mörtelbewurf usw., wurde bewußt abgesehen, da sie für die Praxis bei großen Ausführungen keine Bedeutung gewinnen können. Zudem handelte es sich im vorliegenden Falle um Pumpbeton, bei dem man durch Anrütteln an der Arbeitsfuge ähnliche Wirkungen erzielt. Der verwendete Beton hatte folgende Zusammensetzung:

Hochwertiger Zement: 350 kg/m³,
Zuschlagstoffe: Rheinkies in drei Körnungen getrennt, im Bereich „besonders gut“ mit 5,67% Anteil bis 0,2 mm,
Zusatz: 1% Plastizität,
Wasserzementfaktor: i. M. 0,55,
Ausbreitmaß: i. M. 46.

Die Herstellung der Probekörper auf der Baustelle in Holzschalung entsprach auch in bezug auf Lage, Beton, Anbetonierfristen und Lagerung den Bedingungen am Bauwerk selbst. Die Anschlußstellen wurden vor dem Betonieren des zweiten Teiles zwei Stunden naß gehalten. Der Anbeton der Probekörper konnte jedoch nur mit einem Runderisen gestocht und nicht wie am Bauwerk mit dem Innenrüttler bearbeitet werden.

Die Versuche wurden in der Anordnung nach Abb. 2 im „Institut für Beton und Stahlbeton“ der Technischen Hochschule Karlsruhe ausgeführt, die Ergebnisse sind in Tafel 1 zusammengestellt.

Tafel 1

1	2	3	4	5	6	7	8
Nr. des Probekörpers	Art der mittigen Arbeitsfuge	anbetoniert nach	W ₂₈ kg/cm ²	$\sigma = \frac{M}{W}$ kg/cm ² 28 Tage nach dem anbetonieren	σ Mittelwert kg/cm ²	% Abweichung	% des Vollstabes
① a	ohne Fuge (Vollstab)	—		34,7			
1 b		—	39,6	32,5	33,1	+5 -3	100
1 c		—		32,0			
② a	unbearbeitet	43 Tagen		9,58			
2 b		43 "	34,0	7,77	8,2	+17 -12	24,7
2 c		42 "		7,16			
③ a	in frischem Zustand aufgeraut	33 "		9,12			
3 b		33 "	38,7	10,1	9,8	+5 -7	23,7
3 c		33 "		10,3			
④ a	klein gezahnt 4 Einschnitte 9 mm tief	40 "		8,7			
4 b		40 "	37,8	10,31	10,0	+11 -13	30,4
4 c		40 "		11,12			
⑤ a	groß gezahnt 2 Einschnitte 20 mm tief	40 "		18,55			
5 b		40 "	39,6	13,66	15,9	+16 -14	48,1
5 c		40 "		15,57			

Tafel 1. Würfel- und Biegezugfestigkeiten der unbewehrten Probekörper mit vier verschiedenen Fugenausbildungen.

3. Ergebnis:

Die Biegezugfestigkeit des Vollstabes ergab sich mit 33,1 kg/cm² bei +5% und —3% Abweichung zu rd. 0,083 oder 1/12 der Würfel- festigkeit. Die beste Verbindung brachte die großgezahnte Arbeitsfuge mit 15,9 kg/cm² bei +16% und —14% Abweichung. Die Biegezugfestigkeit dieser Verbindung erreicht somit 48% jener des Vollstabes. Abb. 3 zeigt deutlich bei Probekörper 5 ein Herausreißen aus dem älteren Beton. Das Bruchbild war bei allen drei Probekörpern das gleiche. Die Zunahme der Güte der Arbeitsfuge stellte sich in der gewählten Reihenfolge der Ausbildungsmöglichkeiten ein. Auffällig darin ist der geringe Unterschied zwischen der im frischen Zustand leicht aufgerauten und der kleingezahnten Fuge.

Im Gegensatz dazu zeigten frühere Versuche an Stampfbeton-

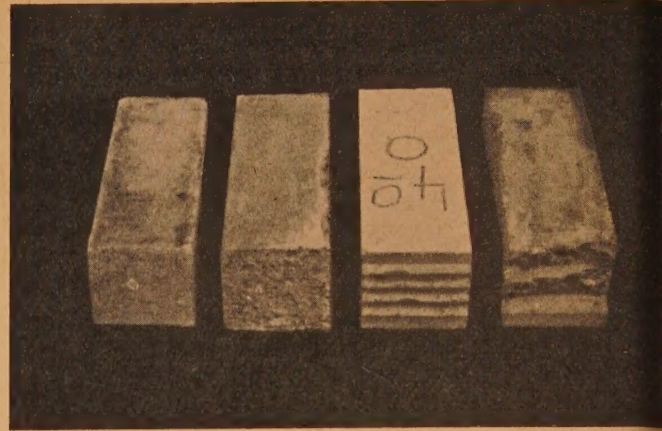


Abb. 3. Probekörper nach dem Versuch (von links nach rechts Nr. 2—5).

Probekörper bei fein angespitzter und angefeuchteter Arbeitsfuge mit 24 kg/cm² ebenfalls 48% der Biegezugfestigkeit des Vollstabes²⁾. Besondere Arbeitsverfahren (Zementschlemme und Mörtelbewurf) hatten nur bis zu 3 kg/cm² Erhöhung der Biegezugfestigkeit ergeben. Versuche aus dem Jahre 1929³⁾ zeigten für Vollstäbe aus Stampfbeton 37,4 und 37,8 kg/cm² Biegezugfestigkeit i. M. und für die Fugenfestigkeit bei Aufrauung im frischen Zustand 19 kg/cm², was 50% der Festigkeit des Vollstabes entspricht.

Schließlich seien zum Vergleich noch Scherversuche angeführt, in den Arbeitsfugen bei plastischem Beton (WZ 0,66), bei Anbetonierung „Frisch an alt“ und bei aufgerauter Anschlußfläche 10,7 kg/cm² (±18%) Scherfestigkeit erbrachten⁴⁾. Vollstäbe zeigten für plastischen und erdfeuchten Beton die Werte 35,5 bis 50,2 kg/cm² Scherfestigkeit.

Während die zum Vergleich angeführten Versuche von 1929 und 1938 mit den vorliegenden gute Übereinstimmung zeigen, finden sich die 1935 gefundenen Beziehungen zwischen der Größe der Scherfestigkeit des unbewehrten Betons mit dessen Würfel- und Biegezugfestigkeit⁵⁾:

$$\begin{aligned} \text{Scherfestigkeit} &= 0,23 \text{ Würfel- und Biegezugfestigkeit,} \\ \text{Scherfestigkeit} &= 1,60 \text{ Biegezugfestigkeit,} \end{aligned}$$

$$\text{d. h. Biegezugfestigkeit} = 0,14 \text{ Würfel- und Biegezugfestigkeit}$$

nicht bestätigt. Mit der

Würfel- und Biegezugfestigkeit als Grundlage ergeben sich Werte der Biegezugfestigkeit, die im vorliegenden Falle nicht erreichbar waren. Dies erklärt sich daraus, daß die aufgefundenen Beziehungen an Würfel- und Biegezugfestigkeiten von i. M.

W₂₈ = 210 kg/cm² aufgestellt wurden, d. h., daß die angegebenen Diagramme im Bereich nahezu doppelt so hoher Würfel- und Biegezugfestigkeiten nicht geradlinig verlaufen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Ausführbarkeit des gewählten Konstruktionsprinzips sogar für Pumpbeton erwiesen wurde und daß sich als beste Verbindung die nach dem senkrechten Verzahnungsschnitt ausgeführte großgezahnte Arbeitsfuge ergibt.



Abb. 4. Plattenverzahnung im Bauzustand.

²⁾ Walz, Anbetonieren an alten Beton bei der Ausbesserung von Straßendecken, „Die Betonstraße“ 1938, S. 87.

³⁾ Kiehne, Über die Behandlung und Anordnung der Arbeitsfugen im Beton, „Zement“ 1929, S. 547.

⁴⁾ Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 69, Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.
⁵⁾ Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 80, S. 13 u. 14, Berlin 1935, Wilh. Ernst & Sohn.

Neuere Schalungsverfahren im Beton- und Stahlbetonbau.

Von Dipl.-Ing. Anton Gattnar, München.

Schluß aus Heft 10

Kombinierte Holz-Stahlschalungen:

Die Vorteile beider Baustoffe möglichst zu vereinen unter Vermeidung ihrer Nachteile, entwickelte der Verfasser im J. 1946 das kombinierte SHZ- (Stahl-Holz-Zellen) Schalungs-

Gerät mit geformten Rahmen

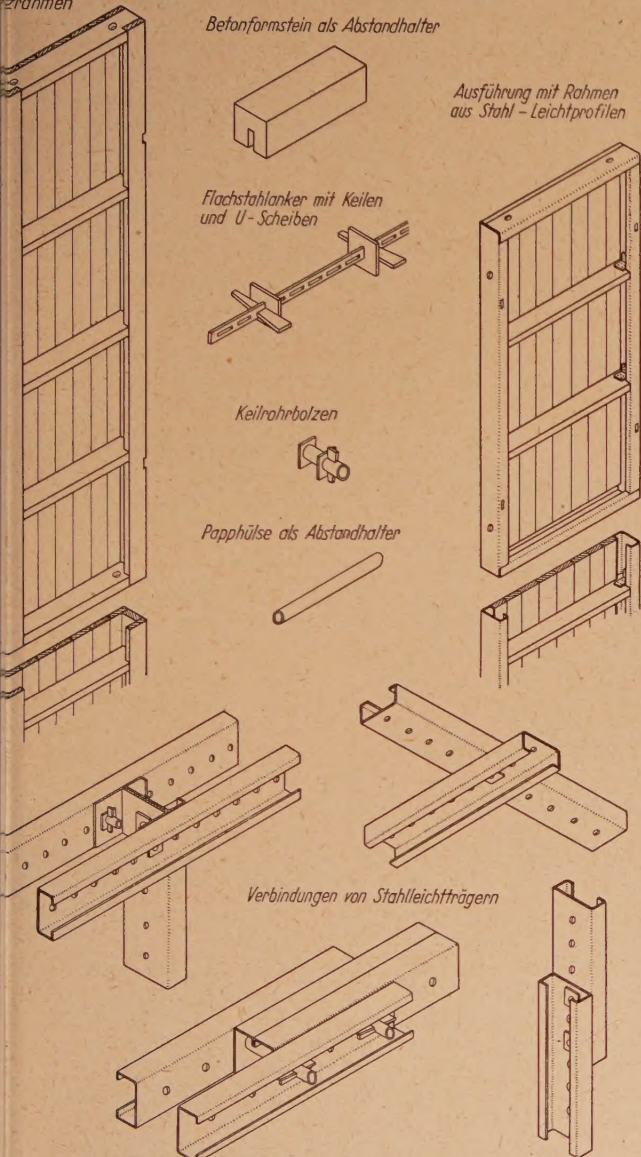


Abb. 20a. SHZ-Schalgerät. Einzelteile.

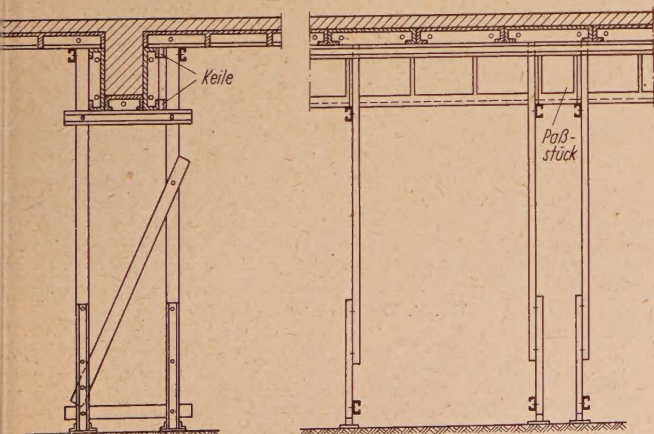


Abb. 20b. Plattenbalkenschalung.

gerät (24), bei welchem Holz für die Schalhaut und stählerne Elemente für die Absteifung und Abstützung vorgesehen sind (Abb. 20). Als Schalelemente dienen typisierte Schalzellen, welche sich aus einem hölzernen, kauritverleimten Grundrahmen mit U-förmigen

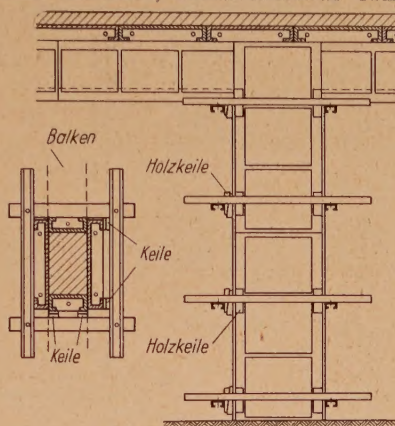


Abb. 20c. Stützenschalung.

Längszargen sowie aufgenagelten, auswechselbaren Deckbrettern zusammensetzen. Wahlweise kann der Grundrahmen auch aus Stahlleichtprofilen zusammengeschweißt werden. Die Zellen sind so biegesteif, daß sie auf ihrer ganzen Länge von 150 cm freitragend auch höheren Betondrücken standhalten können. Vor dem ersten Gebrauch werden sie in Xylamon getaucht. Für die Versteifungskonstruktion werden gelochte C-Profilstäbe verwendet, welche in beliebigen Längen einfach oder doppelt zusammensetzbar sind und mittels Keilrohrbolzen zug- und druckfest bzw. biegesteif verbunden werden. Die Bolzen dienen auch zur Querverbindung der Schalzellen untereinander. Das Gerät ist

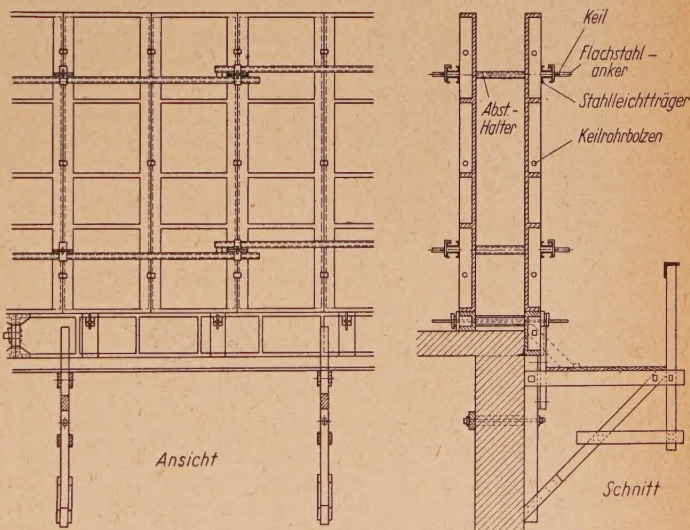


Abb. 20d.

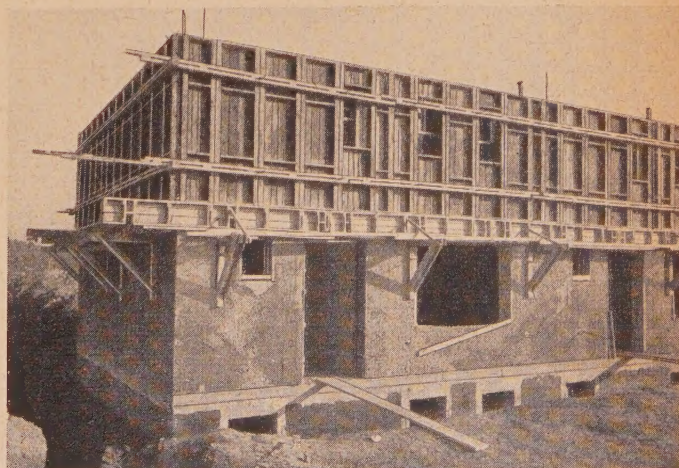


Abb. 20d u. e. Schalung von Schüttbetonwänden im Wohnungsbau.

für beliebige Schalformen, wie Wände, Decken, Balken, Stützen, Fundamente usw., verwendbar.

Für Schüttbetonbauten wird die SHZ-Schalung in Sonderausführung mit Zellen von 2,40 m Höhe verwendet. Zur waagrechten

kehrten Weg. Sie verwendet Schalzellen aus Stahlblech, welche durch Holzbalken ausgesteift werden (Abb. 22).

Bei Schüttbetonbauten werden auch Schaltafeln, bestehend aus Holzrahmen mit Drahtgeflecht

bespannt verwendet, neuerdings z. B. von der Firma Gottlob Müller, Stuttgart (27). Das Drahtgewebe zwischen den Holzrahmen wird durch Rundstäbe ausgesteift. Solche Tafeln sind besonders billig.

Sehr geeignet sind auch Schalelemente, bestehend aus Stahlrahmen mit aufgeschraubten Sperr- oder Preßholzplatten (Abb. 23), wie dies als Abart der oben erwähnten SHZ-Zellen vorgesehen ist, jedoch wegen der hohen Anschaffungskosten noch nicht durchgeführt wurde. In den USA wird mit solchen Elementen gearbeitet (28).

Bei Einschaltung eines großen Tiefkellers in New-York (einseitige Schalung gegen Fels) wurden Sperrholz-Elemente mittels Holzbalken und Stahlträgern zu großen Wandtafeln zusammengebaut (29), *) (Abb. 24).

E. Betonschalplatten:

Betonplatten wurden besonders in der ersten Nachkriegszeit auch als Schalungsmaterial verwendet, um der damals außerordentlichen Holz- und Stahlknappheit auszuweichen. Aber auch noch in letzter Zeit hat die Firma Ph. Holzmann A. G. größere Wohnbauten Schüttbeton mittels ihrer Betonplatten-Schalbauweise (30) errichtet ^{16/17/18/19}). Durch die Verwendung von Platten mit Vorsatzbeton wird der Außenputz gespart (Abb. 25). Da es z. Z. keine Holz-

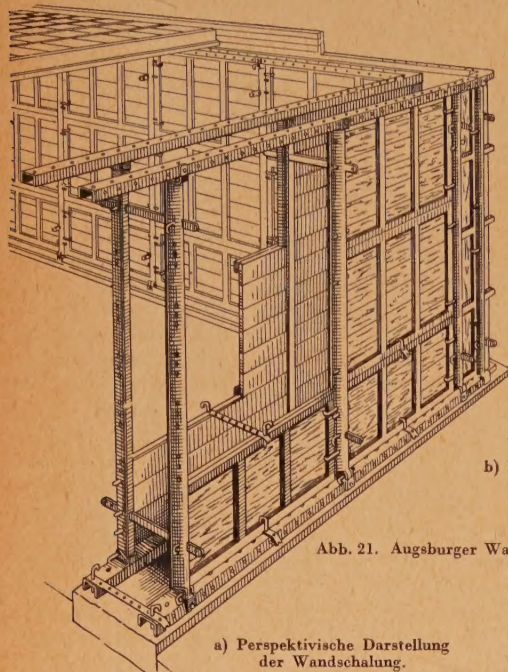


Abb. 21. Augsburger Wand- und Deckenschalung.



b) Perspektivische Darstellung der Deckenschalung.

a) Perspektivische Darstellung der Wandschalung.

Versteifung dienen die oben erwähnten C-Profilstäbe und Keilrohrbolzen. Für die Fenster- und Türleibungen sind verstellbare Stahlblechschablonen vorgesehen. Das Schalungssystem wird von der Siemens-Bauunion G. m. b. H. verwendet.

Ein weiteres System, das Holz als Schalhaut und Stahlleichtträger für die Abstützungsstruktur vereinigt, ist die „Augsburger Wand- und Deckenschalung“ des Eisenwerkes Gebrüder Frisch K. G. Augsburg (25). Die aus gehobelten

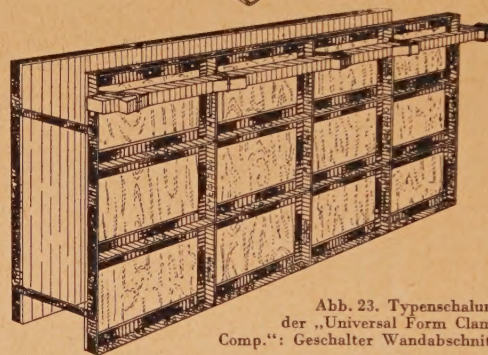


Abb. 23. Typenschalung der „Universal Form Clamp Comp.“: Geschalter Wandabschnitt.

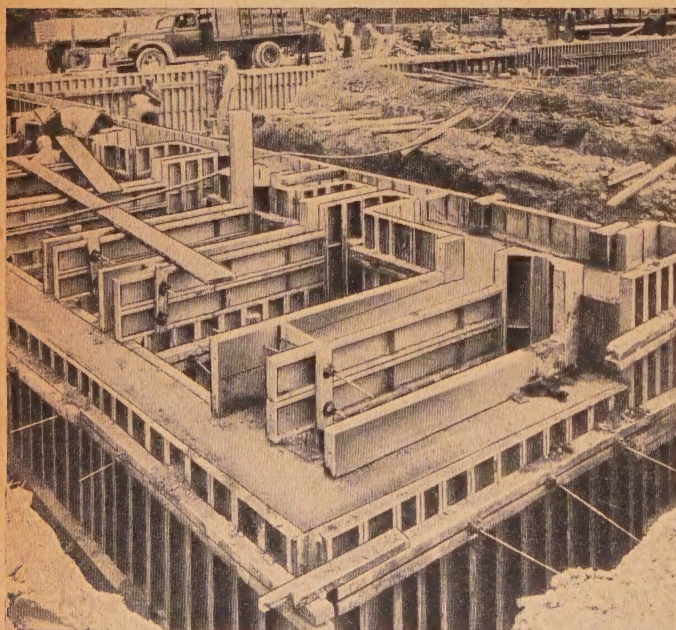


Abb. 22. Schalung der „Irvington Form and Tank Corp.“: Geschaltes Gebäudegeschoß.

Brettern bestehenden Schaltafeln sind mit Stahlrahmen eingefast, die Absteifung besteht aus C-Profilen mit Langlöchern, die Abstützung aus verstellbaren Rohrstützen mit Rohrverstreben (Abb. 21).

Die amerikanische „Irvington Form and Tank-Corp.“ (26) geht in der Kombination von Holz und Stahl allerdings den umge-

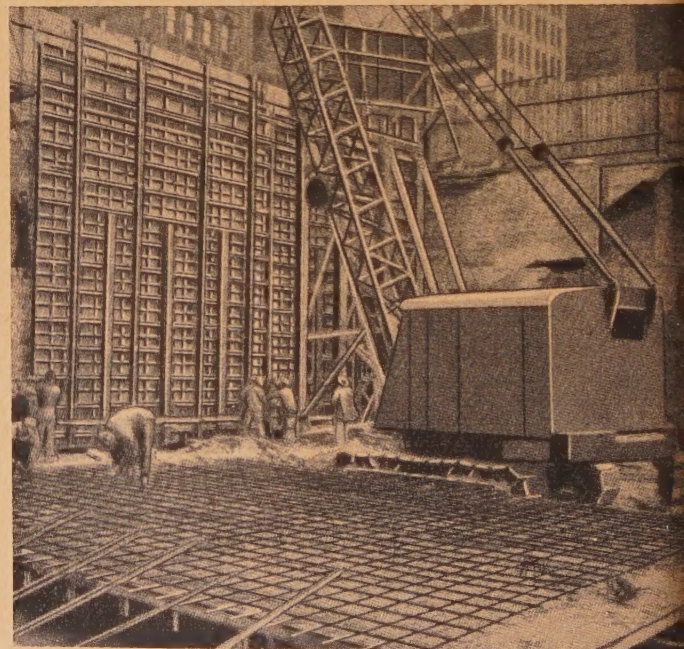


Abb. 24. Tiefkellerschalung in New York.

*) Engineering News Record, 1950, February 2, S. 45.

¹⁶⁾ Kaufmann, Betonschalplattenbauweise, B. u. St. 45 (1950), Heft 5, S. 116.

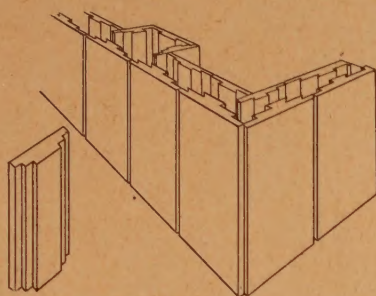
¹⁷⁾ Ritter, Neue Betonschalplattenbauweise, Bauwirtschaft 1947, Heft 3, S. 12.

¹⁸⁾ Blank, Wiederaufgebaute Hafenspeicher. Neue Bauwelt 1949, Heft 2 S. 333.

¹⁹⁾ Schiebeler, Schüttbetonwände ohne Schalung. Der Eisenbahnbau, Juni 1949 S. 128.

Stahlknappheit mehr gibt, ist abzuwarten, ob sich die Beton-
ten gegenüber den anderen Schalungsbauweisen wirtschaftlich
behaupten können.
ie Beru-Bauweise (31) der Hivag-G. m. b. H. Düsseldorf ist
nnzeichnet durch ein zerlegbares, stählernes Rahmengerüst,
hes stockwerksweise aufgebaut und zwischen dessen Pfosten
m Abstand die Schalplatten aus Gasbeton nacheinander ein-
hoben und gleichzeitig
Wandbeton eingebracht
. In diesem Falle dienen
e Betonschalplatten
hzeitig als Wärme-
tschicht.

Bewegliche Schalungen:
große Bedeutung kommt
verschiedenen beweg-
en Schalungen in Form
Gleit-, Kletter- und
Wanderschalungen zu. Sie
den den großen Vorteil,



a) Perspektivische Darstellung.

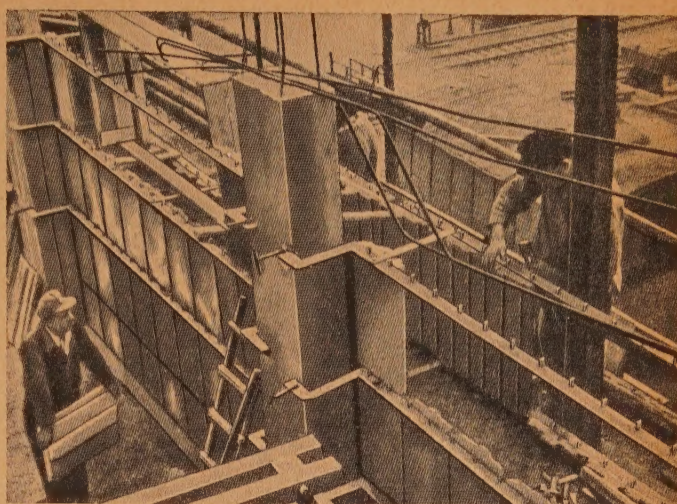


Abb. 25. Betonplattenschalung der Ph. Holzmann A. G.

b) Lichtbild vom Aufbau.

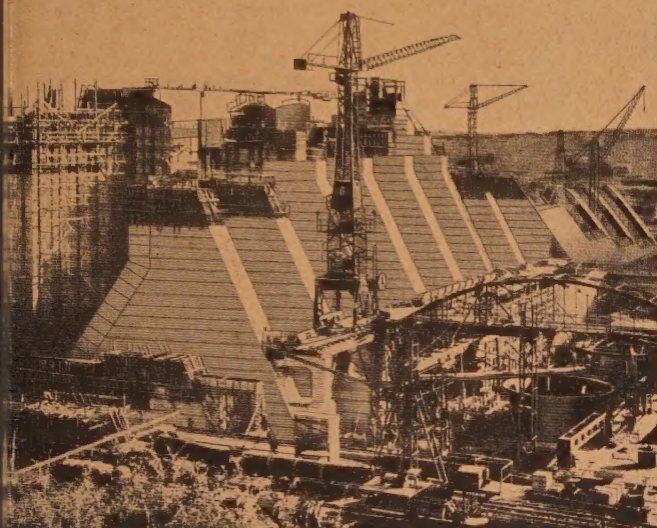


Abb. 26. GHH-Schalung als Kletterschalung; Bau einer Wasserkräftenlage.

nur ein Bruchteil der Gesamtfläche an Schalung vorzuhalten
und diese unmittelbar hintereinander sehr oft verwendbar ist.
erdem kann meist auch erheblich an Gerüstkosten gespart werden.
alschalungen werden vielfach bei großflächigen Bauten als Kletter-
ungen (Abb. 26) in senkrechter (32) oder Wanderschaltungen
b. 27) in waagrechter Richtung (meist auf Rollwagen montiert)
verwendet.

für Schüttbetonwände hat die Müunks-Hohlbau- und Kletter-
alung K. G. Bonn (34) eine stabile stählerne Kletterschalung
ausgebracht, von welcher jeweils nur 2 Schalungsringe von je
m Höhe vorzuhalten sind ⁵⁾, ⁶⁾. Dadurch fällt der verhältnismäßig
e Anschaffungspreis bei den 28 kg/m² schweren Tafeln nicht so
ins Gewicht. Die Frage ist bloß, ob diese Art von Kletter-
ungen sowie verwandte Systeme, wie Wander- und Schwing-
ungen, die ebenfalls mit zwei waagrechten Schalungstreifen
iten, mit dem Arbeitstempo Schritt halten können, das im
ittbetonbau bei Verwendung von stockwerkshohen Elementen
gelegt wird.

h der Zeit größter Holzknappheit nach Kriegsende hat die Firma
chtief A. G. aus vorhandenen Beständen eine stählerne Gleit-
alung (35) zusammengebaut, welche für die Herstellung von
rgeschossigen Schüttbetonbauten (Abb. 28) verwendet wird ²⁰⁾.
Stahltafeln gleiten an dem rauen Schüttbeton besser als die
t üblichen Holztafeln. Die Böcke werden wie üblich mit Hilfe
Schraubenspindeln an den Rundstahl-Kletterstangen inmitten
Mauerquerschnittes hochgeschraubt. Bemerkenswert ist, daß
sonst beim Gleitbau verlorenen Kletterstangen aus dem mageren
ittbeton zum größten Teil herausgezogen und wieder verwendet

Kaeflein, Erfahrungen mit Gleitschalung bei Wänden aus porigem Beton.
irtschaft 1949, Heft 11.

werden können. Der tägliche Arbeitsfortschritt beträgt bei ein-
schichtigem Betrieb 1,60 m; für das Gleiten der Wände eines Häuser-
blocks mit Keller und 3 Geschossen von 11,5 m Höhe wurden 9 Tage
benötigt. Höhere Häuser sind natürlich für die Anwendung der
Gleitschalung vorteilhafter. Die Zwischendecken müssen nach-
träglich eingezogen werden.

Auch sonst ist die Entwicklung der Gleitbauweise nicht stehen-
geblieben. Das gebräuchliche System, gekennzeichnet durch
zangenförmige Böcke, welche an Kletterstangen hochgezogen werden,
lehnt sich an das vor etwa 20 Jahren aus Amerika übernommene
Macdonald-System an ²¹⁾. Die Siemens-Bauunion ist schon
seit Jahren dazu übergegangen, die Kletterböcke nicht auf verlorene
Kletterstangen, sondern auf wieder zu gewinnende, gezahnte Kant-
hölzer aufzulagern, die unmittelbar neben der Wand hochgeführt
sind und auf welchen sich die Zahnstangenwinden zum Hochheben
aufsetzen (Abb. 29). Wegen des außermittigen Kraftangriffes ist eine
besondere Rundstahlverstrebung zwischen den Böcken erforder-
lich (36).

Im Jahre 1940 hat der Verfasser zusammen mit dem Maschinen-
Ing. Gantzer ein neues Gleitschalungsgerät (37) entwickelt, welches
von dem Bocksystem wesentlich abweicht und von der Siemens-
Bauunion schon bei verschiedenen Bauten mit Erfolg verwendet
wurde (Abb. 30). Das System hat den wesentlichen Vorteil, daß beide
Schalflächen völlig getrennt arbeiten können; die Konstruktion ist un-
abhängig von der Stärke und Form der zu schalenden Wand, welche
nur die Länge der Verankerungen zwischen den Kletterträgern
beeinflusst. Eine keilförmige Verjüngung des Wandquerschnittes z. B.,

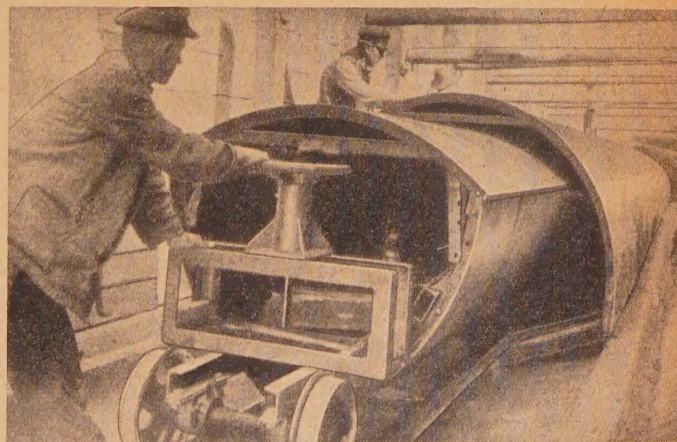


Abb. 27. Fahrbare Luchterhand-Tunnelschalung.

welche beim Bocksystem undurchführbar wäre, macht hier keinerlei
Schwierigkeiten, auch sprunghafte Änderungen des Wandquerschnitts
lassen sich durch einfachen Umbau der Kletterträger berücksichtigen.
Bei sehr dicken Betonkörpern können schließlich auch nur einfache

²¹⁾ Böhm, Das Arbeiten mit Gleitschalungen. 2. Aufl., Berlin 1944, Wilh. Ernst & Sohn.

wickelt, jedoch wirkt sich der Mangel an größeren Aufträgen und Investitionskapital sehr hemmend auf die praktische Erprobung und Weiterentwicklung solcher Schalmethoden im größeren Umfange aus. Da der an sich bestehende Mangel durch den noch größeren Kapitalmangel überlagert ist, werden noch vielfach die altbewährten Holzschalmethoden, welche wenig Kapitalaufwand erfordern, angewandt. In Zukunft wird jedoch das kostbare Holz durch Verwendung typisierter Schalelemente noch viel intensiver als bisher ausgenutzt werden müssen. Schon beim Entwurf sollte sich der Ingenieur auch die zweckmäßigsten Schalungs- und Rüstungsmethoden überlegen und gegebenenfalls bei der Bemessung auf typisierte Schalelemente Rücksicht nehmen. An Stelle von Kiefern- und Rundholz für die Versteifungen und Abstützungen kommt weitgehend die Verwendung von Stahlleichtträgern, Stahlrohren usw. in Frage, wenn einmaligen Investierungskosten aufgebracht werden können und durch eine einmalige Bautätigkeit eine Abschreibung der Teile in absehbarer Zeit möglich ist. Dasselbe gilt auch für die reinen Stahlschalungen, welche fortlaufend an Bedeutung gewinnen und vielseitig, insbesondere auch für bewegliche Schalungen und Fertigbauteile, verwendbar sind. Ein sehr geeignetes, noch wenig benutztes Schalungsmaterial sind Sperr- und Preßholzplatten. Noch unausgeschöpfte

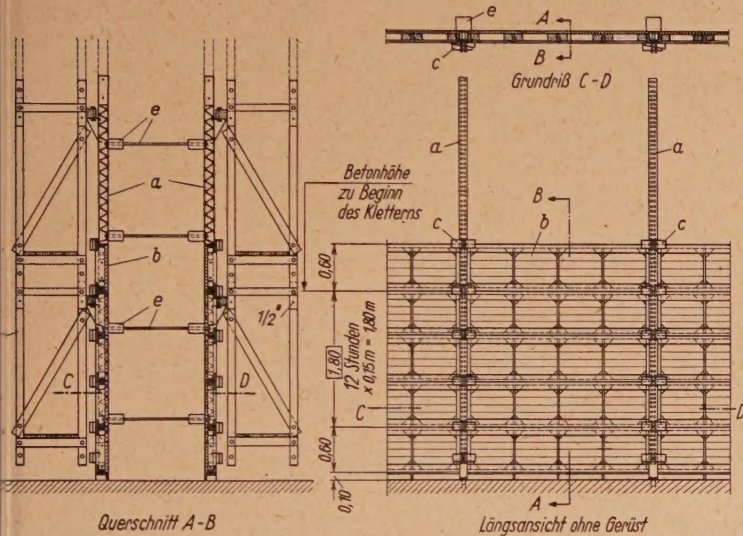
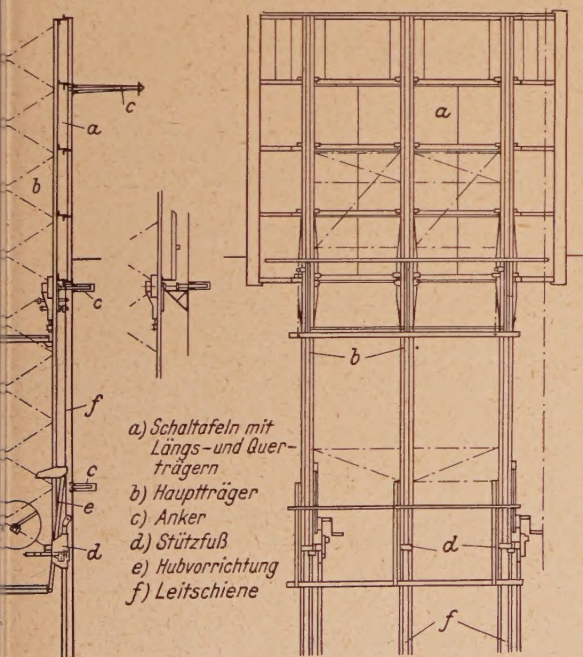


Abb. 31. SBU-Kletterschalung: Zeichnerische Darstellung.



33. Stählerne Rollschalung, System Scharsach: a) Schematische Darstellung, b) Verwendung der Rollschalung (Scharsach) beim Bau der Limbergssperre (Österreich 1949).

lichkeiten gibt es auf dem Gebiete der beweglichen Schalungen, die erhebliche Ersparnisse an Baustoffen und Löhnen mit sich bringen und deren Anwendungsgebiet durch zweckmäßige Konstruktionen noch wesentlich erweitert werden kann. Fast alle oben beschriebenen Schalungssysteme nehmen Schutz-

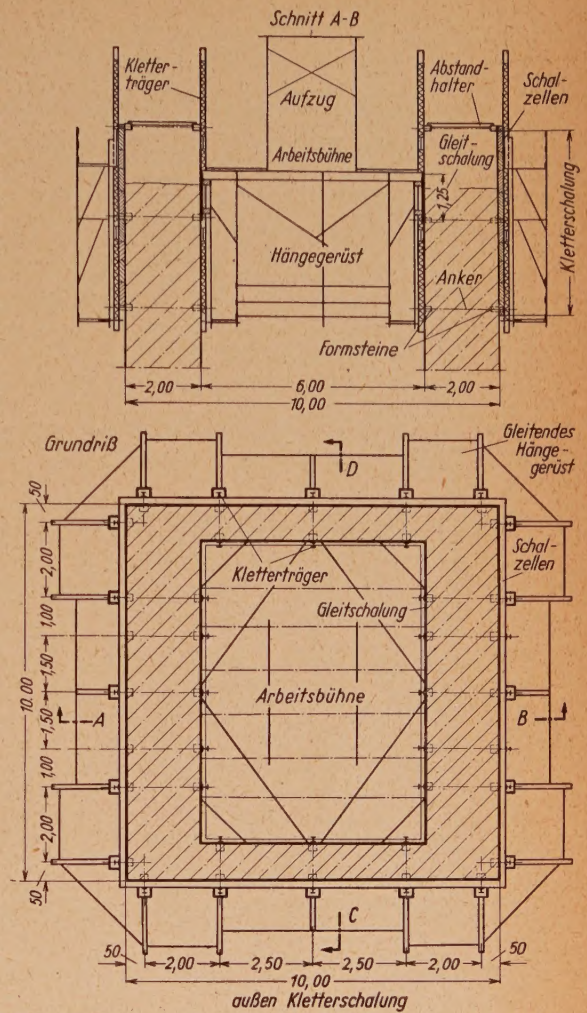
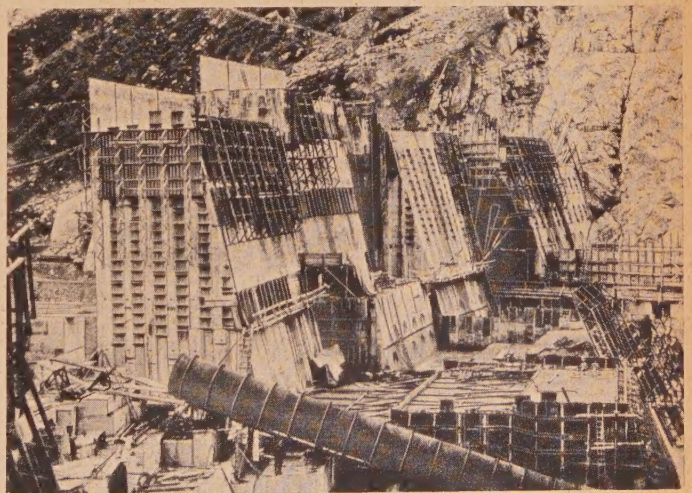


Abb. 32. Kombinierte Gleit- und Kletterschalung: Schematische Darstellung eines Ausführungsbeispiels (Schornstein-Unterbau, Kraftwerk West, Berlin).

rechte in Anspruch, so daß eine Nachahmung derselben ohne vorherige Fühlungnahme mit den zuständigen Firmen oder Einzelpersonen nicht statthaft ist.

Nachfolgend wird noch eine Zusammenstellung aller oben behandelten Schalungsverfahren mit weiteren Einzelangaben gebracht.



- (1) Dywidag-Holztafeln. Haupttyp 75/225, Nebentypen 75/10, 15, 20, 50, 150 cm. Grundrahmen 5/7,5 cm, flachliegend, mit Eckaussteifig., gehobelte Bretter 25 mm quer aufgenagelt. Normierte hölz. Versteif.-Riegel in beiden Richtungen, bes. Spannvorrichtung, m. einf. Spanndrähten. — Gew. o. Absteifg. i. M. 32 kg/m², Pr. 15,— DM/m².²²⁾
- (2) Holztafeln d. Fa. Söll. Haupttyp 75/225, Nebentypen 50, 37,5 cm breit u. 25, 37,5, 50, 75, 150 cm lg. Grundrahmen 5/7,5 cm hochkant, durch 2 mittl. Querholme versteift.

²²⁾ Diese u. alle folgenden Preise sind nur als unverbindliche Richtpreise zu betrachten.

Deckbretter 24 mm, gehobelt, m. eingeschoß. Feder genietet, längs aufgenagelt. Tafeln waagr. verlegt, an die bündig liegenden, senkr. „Leithölzer“ 10/10 durch Rundstahl-Steckbolzen angeschl.; hölz. Doppelzangen 2 x 6/12 cm als Längsaussteifg., Spannschlösser m. Spanndrähten. — Gew. o. Versteifg. i. M. 30 kg/m², Pr. 11, — bis 20, — DM/m², je nach Tafelgröße.

(3) **Holztafeln d. Beton- u. Monierbau A.-G.** Einheitstyp 240—250/40 cm. Grundrahmen 4/8 cm, hochkant mit Eckaussteifg. Deckbretter 20 mm, gehobelt, gespondet, quer aufgenagelt, Verbind. m. Rundstahl-Steckbolzen.

(4) **Holzschalplatten d. Holzschalplatten G.m.b.H. Stuttgart.** Haupttypen 50/100, 150, 50. Nebentypen nach Bedarf. Beidseitig gehobelt, Bretter 24 mm u. 30 mm. — Pr. 8-9, — DM/m².

(5) **OBOT-Schalungstafeln.** Haupttyp 75/225. Nebentypen nach Bedarf. Preßholzrahmen m. beidstg. aufgel. 5-mm-Preßholzplatten. Schalplatte 5 cm hoch. Gew. 18 kg/m². — Pr. 33, — bis 38, — DM/m².*

(6) **Luchterhand-Normal-Stahlschalung.** Tafeln 100/150, 100, 75, 50, 40, 30, 25, 20, 15, 10, Höhe 5 cm. Blechdicke 2 mm. Ränder doppelt abgekannt, Querrippen l-förmig, verschiebbar, dadurch an versch. Betondrücke anpassungsfähig. Absteifg. aus U- und Winkelprofilstäben, Verbind. durch Ankerkeilbolzen u. Ankerkopfschr. — Gew. o. Absteifg. 25 kg/m², Pr. 27,50 DM/m². Auch f. Stützen (Abb. 4c) u. Balken verwendbar.

(7) **GHH-Standard-Stahlschalung.** Haupttyp 50/100 cm, Nebentypen 50/50, 40, 30, 25, 20, 15, 10. Blechstärke 2 1/4 mm. Versteift durch aufgeschw. Winkel. Winkelprofilstäbe f. senkr. und waagr. Aussteifg. Verbind. durch Keile u. Doppelkeile (s. Abb. 7). — Gew. o. Versteifg. 30 kg/m², Pr. 35, — DM/m².

(8) **Geschoßschalung d. Fa. Stahlschalungsbau Hannover**).** Wohngeschoßtafeln 250/50 cm, Kellergeschoßtafeln 195/50 cm, Versteifg. m. übereinandergreifenden Winkelstäben. Flachstahlanker m. Keilbolzenverbindg., Ausgleichsbleche 3 mm stk., verschiebb. Aufsatzbleche u. Rahmen f. Fenster- u. Türöffng., Gew. m. Versteifg. 30 kg/m², Pr. 37, — DM/m².

(9) **GHH-Geschoßschalung.** Haupttafeln 250/20 cm, verschiebb. Paßtafeln, Ecktafeln. Versteifg. m. Winkelprofilstäben, Verbind. durch Rund- u. Flachkeile. — Gew. m. Absteifg. 32 kg/m², Pr. 35, — DM/m².

(10) **GHH-Stahlschalung f. Zwischendecken.** C-Profilstäbe 120/40/1,5 mm, 150, 200, 250, 300 cm lg. l-förmige Paßbohlen. — Gew. 23 kg/m² o. Absteifg.

(11) **Arcus-Wand- und Deckenschalung.** C-Profile, Haupttyp 200/40/2 mm, auf passende Längen geschnitten, Nebentypen 180/140/100 mm breit. U-förmige Grundschwellen, C-Profile m. Schlitz unverschieblich aufgesetzt. Versteifg. durch C-Profilstäbe. — Gew. d. Wandschalung m. Versteifg. 32 kg/m², Pr. 32, — DM/m². Abstützg. d. Deckenschalung durch Stahlrohrstützen m. Kopfplatte. Gew. d. kompl. Deckenschalung 41 kg/m².

(12) **Geschoß-Schalung.** C-Profilstäbe, 10, 12, 15, 18 cm breit, 4 cm hoch, 2 u. 1,5 mm dick, dazu passende Einschubprofile. Längen 150, 200 cm. — Gew. o. Versteifg. 20—26 kg/m², Pr. 30, — bis 35, — DM/m². Versteifg. 40, — bis 45, — DM/m².

(13) **Stahlbohlenschalung Düsseldorf.** C-Profilbohlen 250/40/2 mm, 100 cm lg. — Gew. o. Absteifg. 24 kg/m², Pr. 40, — DM/m² m. Absteifg.

(14) **ZET-Stahlschalung.** Z-förm. Schalbleche, 150/200, 250, 300 cm lg. Absteifg. durch C-Profilträger, 150—400 cm lg., 3 mm stk. Verschiebbare Rohrstützen, Verbind. durch Klemmen u. Keile. — Gew. 50 kg/m² kompl., unverkäuflich, nur zu vermieten.

(15) **Leonhardt-Bossert-Gitterschalung.** Tafeln 2500/625, 312, 250, 125 mm, U-Rahmen, 2—3 mm stk., m. aufgeschw. Drahtnetzen, Maschenweite 8 mm, Drahtstärke 1,8 mm. Verbind. durch Ösen, Keile u. Flachstahlanker. — Gew. o. Versteifg. 17 kg/m², m. Versteifg. 31 kg/m², Pr. 50, — DM/m².

(16) **Kuske-Kronprinz-Gitterschalung.** Tafeln 2500/625, 375, 563, 250 mm. Rahmen aus geschlossenen Blechprofilen m. Rohrprofilen ausgesteift, aufgeschweißten Drahtnetzen, Maschenw. 10 mm, Drahtdicke 2 mm. U-förm. verstellb. Bodenschwellen. Sondertafeln f. Fenster- u. Türleibungen. Versteifg. durch leichte Blechprofile, Verbind. durch Rohranker u. Hakenstifte. — Gew. o. Versteifg. 14 kg/m², Pr. m. Versteifg. 46, — DM/m².

(17) **Baumgarten-Blech-Gitterschalung.** Senkr. Ecktafeln u. Ankerplatten aus 1,5 mm Blech, abgekannt, Blechtafeln 100/150 cm, quer verlegt. Gittertafeln 125/225 cm, m. verzinktem Wellengitterdraht 2 mm, Maschenw. 10—12 mm, m. Winkeln versteift. Verbind. durch Ankerbolzen u. aufsteckb. Baumgarten-Schlösser, Gurte aus hölz. Doppelbohlen. Für Fenster u. Türleibungen verstellb. Stahlschablonen. — Gew. d. Blechschalung m. Versteifg.

* Wie die Schriftleitung nach Drucklegung von der Fa. Bosse erfährt, hat diese die Herstellung und Lieferung von Schalungstafeln eingestellt.

** Jetzt „Universal-Stahlschalung“, Hannover.

28—30 kg/m², m. Drahtnetzschalung. 22—24 kg/m², Pr. f. beide m. Versteifg. rd. 31, — DM/m² (18) **Tonnenbleche f. Rippendecken.** a) Kleineres Profil f. Wohnhausdecken. — Gew. 28 kg/m², Pr. 20, — DM/m² Decke. b) Größeres Profil f. weitergespannte Decken. — Gew. 37 kg/m², Pr. 27, — DM/m². c) Deckenquerschnitt. Bleche auf passende Rippentafeln ineinandergeschoben, Stirnl. n. Bed. m. eingenaigten Brettstücken geschlossen. Absteifg. durch Kanthölzer oder Stahlrohrprofile.

(19) **Rippenbleche, Bauart Rieger.** f. Rippenabstände v. 67 cm. Durch herausnehmbar. Kanthölzer oder Stahlrohrprofile. — Gew. 40 kg/Zelle bzw. 30 kg/m² Decke. Unverkäuflich, nur zu vermieten.

(20) „Ceco Steel Products Corpor.“ in Chicago. Rippenbleche ohne Aussteifung.

(21) **Siaka-Kassetten-Decke.** Bleche 50/50 cm im Grundriß m. waagr., abgebog. Rändern 15 cm hoch, Halbkassetten als verschiebb. Paßstücke. — Pr. 6,80 DM/St. bzw. 27,20 DM/m² Decke. Absteifg. beliebig.

(22) **Hico-Träger.** Gew. 9—10 kg/m, Pr. 16, — bis 19, — DM/lfdm.

(23) **Fahrbare Maschine der Arge Seibert-Stinnes, Mülheim/Ruhr, z. Bodenfertig.** Seibert-Deckenhohlbalen bis 6 m Länge m. Stahlblechform u. Rüttlern. bei Fa. Lenz & Co. Mchn., Balken in umgekehrter Lage beton, dann gekippt, Innenform stl. herausgezogen.

(24) **SHZ-Schalgerät.** Normalzellen in Holz 150, 100/70, 50, 30, 20 cm. — Gew. o. Versteifg. i. M. 26 kg/m², Pr. i. M. 17, — DM/m². Zellen f. Wohnungsbau 240/70, 50, 30, 20 cm. Pr. i. M. 14, — DM/m². C-Profile 100/50/3 mm, Längen 50, 100, 200, 300 cm.

(25) **Augsburger Wandschalung.** Wand- und Deckenschalung, d. Eisenwerkes Gebr. Frisch K.-G. Augsburg.

(26) **Stählerne Schalzellen m. Holzversteifg.** der „Irvington Form & Tank Corp.“ New York. Abmess. 4—10' lg., 6-8' breit, 3 1/8" hoch. Verbind. m. Keilbolzen u. Rundstahlankern m. Gabelkeilen.

(27) **Schaltafeln, Müller, Stuttgart.** Holzrahmen m. Drahtgef. bsp. Ausstfg. d. Rdstäble. Besonders billig.

(28) **Uni Forms.** Typenschalung, d. „Universal Form Clamp Company“ in Chicago. Sperrholzplatten auf Stahlrahmen, Kantholzversteifg., Flachstahlanker.

(29) **Einseitige Tiefkeller-Schalung** gegen Felsboden in New York mittels wandartige. Schalelemente von rd. 9 x 6 m Größe. Auf den Schalwänden wird im liegenden Zustand vor dem Aufrichten die Stahlbewehrung verlegt und befestigt. Im Hintergrund der Kräfte zum Aufrichten sowie Holzbocke zum Abstützen der einseitigen Schalwände während der Betonierens.

(30) **Betonplattenschalung d. Ph. Holzmann A.-G.** Platten 40/70 cm, i. M. 6 cm dick. Innenseite m. schwallenschwanzförm. Leisten. — Gew. 20—30 kg/Stck. Verlegg. zw. Stahlriegeln u. -ankern, die wiedergewonnen werden.

(31) **Bern-Bauweise.** Hives-G. m. b. H. Düsseldorf. Zerlegb. stähl. Rahmenger. stockwerkweise aufgeb. Schalpl. aus Gasbeton zw. Pfosten eingesch. Gleichztg. Wandbeton eingetr. Schalpl. gleichztg. Isolierschicht.

(32) **GHH-Stahlschalung als Kletterschalung.**

(33) **Luchterhand-Stahlschalung** als fahrbare Tunnelschalung für Kanalprofil. Seitl. Schalflächen beim Ausschalen nach innen geklappt.

(34) **Münks-Hohlbau- und Kletterschalung K.-G. Bonn.** Stabile Kletterschalung. Nur je zwei Schalungsringe von 50 cm Höhe vorzuh. — Gew. d. Taf. 28 kg/m², Pr. 57, — DM/m².

(35) **Hochleit-Gleitschalung.** Stählerne Gleitschalung für Schüttbetonbauten der Hoch- tief-A.-G. Stahltafeln, Kletterbock an Rundstahl-Kletterstangen m. Schr.-Spindeln. Kletterstangen größtenteils gezogen u. wieder verw.

(36) **SBU-Gleitschalung** m. Böcken, Zahnholzlern und Zahnstangenwinden.

(37) **Neue Gleitschalung m. Kletterträgern d. Siemens-Bauunion.** Typisierte Einzelteile:

a) Stählerne, l-förm. Kletterträger m. quadrat. Doppellöchern, n. oben umsetzbar; b) stähl. Gleitwagen m. Rollen, Uform, um a) herumgreifend, mit Sperrklinken in Doppellöchern v. a) hängend; c) hölz. Gleitwagen m. Bübeln u. Steckbolzen an b) befestigt;

d) hydr. Hubvorrichtung, auf Konsole, v. Loch zu Loch umsetzbar, greift mit Haken in b) ein u. hebt b) mit c) u. e) von Loch zu Loch; e) zweigeschossiges Hängegerüst; f) Anker m. Betonformsteinen z. Abstützg. v. a). Lichtbild zeigt Ausführg. d. Aschebunkers am Kraftwerk West, Berlin 1949 m. d. Gleitbaugerät.

(38) **Kletterschalung m. Kletterträgern v. (37) u. Schalzellen v. (25).** für eine Betonsteighöhe v. 15 cm/std. Typisierte Einzelteile (Abb. 29): a) Kletterträger; b) Schalzellen v. unten n. oben umsetzbar; c) Keile m. Doppelbügel; d) Hängegerüstbocke nach oben umsetzbar; e) Anker m. Betonformsteinen z. Abstützg. v. a).

(39) **Stählerne Rollschalung für Talsperren, System Scharsch.**

Ungünstige Belastung von Stockwerksrahmen.

Dr.-Ing. Rolf Lamberg, Staufen/Brsg.

Die „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton“ DIN 1045¹⁾ lassen in § 29 eine erhöhte Betonspannung in rahmenartigen Tragwerken zu, wenn diese „ausführlich nach der Rahmentheorie berechnet werden, und zwar: unter Annahme ungünstigster Laststellung“. Man wird also der Frage nach diesen Laststellungen — und die vorliegende Untersuchung zeigt, daß es sich bei jedem Stockwerksrahmen um eine ganze Reihe von Belastungsfällen handelt — eine gewisse praktische Bedeutung nicht absprechen können. Nimmt man aber die bekannten und anerkannten Werke über Statik im allgemeinen und über Rahmentragwerke im besonderen zur Hand, so sucht man vergeblich nach einem Hinweis auf den Weg, wie man für jeden Anschlußquerschnitt zur ungünstigsten Laststellung gelangen soll.

Die Verhältnisse liegen nicht so einfach wie beim Durchlaufträger, wo die zu den größten Stütz- und Feldmomenten gehörenden Lastverteilung von vornherein klarliegen. Aber auch beim Durchlaufträger oder jedem anderen Tragwerk ist eine ähnliche Schwierigkeit wie die vorliegende zu lösen, sobald es sich nämlich um einen rollenden Lastzug handelt: man kennt dessen ungünstigste Stellung nicht, um so weniger die zugehörige Wirkung. Der Grundgedanke, erst einmal die Wirkung der Einheitslast in den verschiedenen Querschnitten zu verfolgen, führt zur Einflußlinie, die im zweiten Schritt der Berechnung die ungünstigste Laststellung samt der entsprechenden Kraftgröße ergibt. Es wäre eine recht langwierige Arbeit, die Einflußlinien der Momente in allen Anschlußquerschnitten zu entwickeln um daraus zu ersehen,

welche Felder belastet sein müssen und welche nicht, wenn eine Größtwirkung auftreten soll. Dies ist auch gar nicht notwendig, man kann den obigen Grundgedanken in Form der konjugierten Matrix anwenden, d.h. die Wirkung eines nacheinander in den einzelnen Knoten angreifenden Einheitsmomentes berechnen und dies ist wesentlich einfacher als die Arbeit mit Einflußlinien. Auf Grund der konj. Matrix kann man sich jedes einzelne Feld für sich belastet denken und die zugehörigen Anschlußmomente bestimmen und man sieht, welche Felder vermehren und welche mindern auf jedes Moment wirken, wo also die Nutzlast aufzubringen ist und wo nicht, um jedes einzelne Anschlußmoment seinen Größt- und Mindestwert erreichen zu lassen. Verwirklicht wird dieser Gedanke durch das schrittweise Aufstellen von vier Tafeln, und zwar:

1. die Drehwinkelmatrix des Stockwerksrahmens;
2. die zugehörige konjugierte Matrix, also die Tafel der Drehwinkel infolge eines Einheitsmomentes in den einzelnen Knoten;
3. daraus die Tafel der Drehwinkel infolge Einheitsbelastung der einzelnen Felder, sobald am linken Knoten des Feldes das Moment +1 und am rechten —1 wirkt;
4. nach Aufstellen der Belastungsglieder für Mindestbelastung (Eigengewicht) und für Größtlast ($q = g + p$) kann dann die Momententafel der feldweisen Größt- und Mindestbelastungen berechnet werden, die bereits die Lösung der gestellten Aufgabe enthält, denn sie zeigt nicht nur, wie die Belastung aufzubringen ist, aus ihr ergeben sich

¹⁾ Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Stand Mai 1949, Berlin 1949, Wihl. Ernst & Sohn.

durch entsprechende Wahl beim Zusammenzählen der Teilmomente die gewünschten Größt- und Kleinstmomente.
Die Anwendung des vorstehend entwickelten Gedankenganges beispielsweise an Hand des Rahmens Abb. 1 gezeigt werden; Grund der eingetragenen Stabsteifigkeiten ergibt sich

Tafel 1: Matrix der Knotendrehwinkel.

φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	φ_5	φ_6	φ_7	φ_8
10,4	1,5	—	—	—	—	—	1,0
1,5	23,8	3,0	—	—	—	1,0	—
—	3,0	23,8	1,5	—	1,0	—	—
—	—	1,5	10,4	1,0	—	—	—
—	—	—	1,0	10,0	4,0	—	—
—	—	1,0	—	4,0	16,0	3,0	—
—	1,0	—	—	—	3,0	16,0	4,0
1,0	—	—	—	—	—	4,0	10,0

darin sind die Stabdrehwinkel unberücksichtigt gelassen, das Tragwerk also als in waagerechter Richtung unverschieblich betrachtet; die geringfügige Seitenverschiebung infolge unsymmetrischer Last wird also, wie zumeist üblich, vernachlässigt. Nützt man die Symmetrie des Rahmens durch Heranziehen der Belastungsanordnung aus, so ist diese Gleichung verhältnismäßig einfach zu lösen; es empfiehlt sich, statt der Belastung 1,0 eine solche von 10 in jedem Knoten anzunehmen und man erhält die Tafel 2.

Tafel 2: Hundertfache konjugierte Matrix.

	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8
1	+ 9,81536	— 0,64336	+ 0,08524	— 0,01536	+ 0,03184	— 0,07576	+ 0,33310	— 1,11478
2	— 0,64336	+ 4,32659	— 0,55545	+ 0,08524	— 0,05337	+ 0,11213	— 0,34169	+ 0,20101
3	+ 0,08524	— 0,55545	+ 4,32659	— 0,64336	+ 0,20101	— 0,34169	+ 0,11213	— 0,05337
4	— 0,01536	+ 0,08524	— 0,64336	+ 9,81536	+ 1,11478	+ 0,33310	— 0,07576	+ 0,03184
5	+ 0,03184	— 0,05337	+ 0,20101	— 1,11478	+ 11,29219	— 2,95178	+ 0,61954	— 0,25099
6	— 0,07576	+ 0,11213	— 0,34169	+ 0,33310	— 2,95178	+ 7,29616	— 1,52992	+ 0,61954
7	+ 0,33310	— 0,34169	+ 0,11213	— 0,07576	+ 0,61954	— 1,52992	+ 7,29616	— 2,95178
8	— 1,11478	+ 0,20101	— 0,05337	+ 0,03184	— 0,25099	+ 0,61954	— 2,95178	+ 11,29219

Bei der feldweisen Belastung wird man aus gleichem Grunde wieder mit der hundertfachen Einheit arbeiten; ist also das Feld 1—2 so belastet, daß $M_1 = 100,0$
 $M_2 = -100,0$

erfolgt, so wird
 $\varphi_1 = + 9,81536 - (-0,64336) = + 10,45872$
 $\varphi_2 = - 0,64336 - (+ 4,32659) = - 4,96995$
 $\varphi_3 = + 0,08524 - (-0,55545) = + 0,64069$ usw.

Werden in dieser Weise alle Zahlen der Tafel 2 verwertet, so erhält man aus ihnen Tafel 3.

Tafel 3: Drehwinkel bei feldweiser Last von $M = \pm 100,0$ tm

	Feld 1—2	Feld 2—3	Feld 3—4	Feld 5—6	Feld 6—7	Feld 7—8
1	+ 10,45872	— 0,72860	+ 0,10060	— 0,10706	+ 0,40886	— 1,44788
2	— 4,96995	+ 4,88204	— 0,64069	+ 0,16550	— 0,45382	+ 0,54270
3	+ 0,64069	— 4,88204	+ 4,96995	— 0,54270	+ 0,45382	— 0,16550
4	— 0,10060	+ 0,72860	— 10,54872	+ 1,44788	— 0,40886	+ 0,10706
5	+ 0,08521	— 0,25438	+ 1,32579	— 14,24397	+ 3,57132	— 0,87053
6	— 0,18789	+ 0,45382	— 0,67479	+ 10,24794	— 8,82608	+ 2,14946
7	+ 0,67479	— 0,45382	+ 0,18789	— 2,14946	+ 8,82608	— 10,24794
8	— 1,32579	+ 0,25438	— 0,08521	+ 0,87053	— 3,57132	+ 14,24397

liegt z. B. ein Eigengewicht $g = 1,8$ t/m
auf eine Nutzlast von $p = 5,0$ t/m
mit einer Gesamtbelastung .. $q = 6,8$ t/m vor, so betragen die Lastungsglieder

Für den Außenfeldern $\pm \frac{1}{12} 1,8 \cdot 6,0^2 = \pm 5,4$ tm mindest
 $\pm \frac{1}{12} 6,8 \cdot 6,0^2 = \pm 20,4$ tm größt

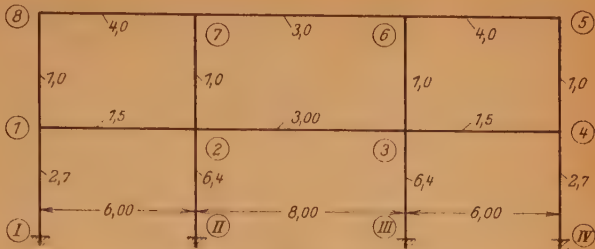


Abb. 1.

in den Mittelfeldern $\pm \frac{1}{12} 1,8 \cdot 8,0^2 = \pm 9,6$ tm mindest
 $\pm \frac{1}{12} 6,8 \cdot 8,0^2 = \pm 36,27$ tm größt

Damit sind alle Unterlagen ermittelt, die zur Berechnung der Stab-Anschlußmomente infolge feldweiser Belastung erforderlich sind und man erhält infolge der Last in Feld 1—2

$$M_{1-I} = \xi_{1-I} (2 \varphi_1) M_1 = 2,7 \frac{2 \cdot 10,45872}{100} \begin{cases} \cdot 5,4 = 3,050 \text{ tm mindest} \\ \cdot 20,4 = 11,521 \text{ tm größt} \end{cases}$$
$$M_{1-2} = \xi_{1-2} (2 \varphi_1 + \varphi_2) M_1 - M_1 = [\xi_{1-2} (2 \varphi_1 + \varphi_2) - 1] M_1 = \left(1,5 \frac{2 \cdot 10,45872 - 4,96995}{100} - 1 \right) \begin{cases} \cdot 5,4 = - 4,108 \text{ mindest} \\ \cdot 20,4 = - 15,520 \text{ größt} \end{cases}$$

usw.

In dieser Weise werden alle Momentanteile gerechnet und in einer Tafel zusammengestellt. Da das hier betrachtete Tragwerk symmetrisch ist, braucht die Rechnung nur über eine Hälfte erstreckt zu werden, wobei selbstverständlich alle Felder nacheinander zu belasten sind. Liegen weitere Belastungen wie Winddruck, Krankonsolen oder Wärmedehnungen vor, so wird man die zugehörigen Momente in einer eigenen Zeile hinzufügen.

Aus der so gewonnenen Tafel 4 sind die Größt- und Kleinstmomente durch einfaches Zusammenzählen der entsprechenden Werte leicht zu bestimmen, z. B.

$$M_{1-I \text{ max}} = + 11,521 - 0,378 + 0,111 - 0,031 + 0,801 - 0,422 = + 11,602$$
$$M_{1-I \text{ min}} = + 3,050 - 1,427 + 0,029 - 0,119 + 0,212 - 1,595 = + 0,150$$

Auch das Moment infolge Vollbelastung ist in dieser Tafel enthalten, man braucht nur die für Belastung der einzelnen Felder mit q ermittelten Teilwerte zusammenzählen und erhält z. B.

$$M_{1-I \text{ voll}} = 9,292 \text{ tm}$$

Berechnet man den Rahmen also nur für Vollbelastung, wie dies

Tafel 4: Momente infolge feldweiser Größt- und Mindestbelastung.

belastet		M _{I-1}	M _{I-2}	M _{I-8}	M ₂₋₁	M _{2-II}	M ₂₋₃	M ₂₋₇	M ₇₋₂	M ₇₋₆	M ₇₋₈	M ₈₋₇ = -M ₈₋₁	M _{II-1}	M _{II-2}
Feld 1—2	q	+11,521	-15,520	+3,999	+20,558	-12,977	-5,691	-1,890	-0,739	+0,711	+0,028	-1,597	+5,761	-6,489
	g	+3,050	-4,108	+1,058	+5,441	-3,435	-1,506	-0,500	-0,195	+0,188	+0,007	-0,423	+1,525	-1,718
Feld 2—3	q	-1,427	+1,863	-0,436	+4,916	+22,665	-30,958	+3,377	+1,442	-0,494	-0,948	+0,080	-0,714	+11,333
	g	-0,378	+0,493	-0,115	+1,301	+5,999	-8,194	+0,894	+0,382	-0,131	-0,251	+0,021	-0,189	+3,000
Feld 3—4	q	+0,111	-0,134	+0,023	-0,361	-1,673	+2,257	-0,223	-0,054	-0,183	+0,237	+0,014	+0,055	-0,83
	g	+0,029	-0,035	+0,006	-0,096	-0,443	+0,598	-0,059	-0,014	-0,049	+0,063	+0,004	+0,015	-0,221
Feld 5—6	q	-0,119	-0,015	+0,134	+0,068	+0,432	-0,129	-0,371	-0,843	+3,641	-2,798	-0,333	-0,059	+0,216
	g	-0,031	-0,004	+0,035	+0,018	+0,114	-0,034	-0,098	-0,223	+0,964	-0,741	-0,088	-0,016	+0,057
Feld 6—7	q	+0,801	+0,198	-0,999	-0,271	-2,107	-0,494	+2,872	+6,238	-26,666	+20,428	+2,442	+0,400	-1,053
	g	+0,212	+0,052	-0,264	-0,072	-0,558	-0,131	+0,761	+1,651	-7,058	+5,407	+0,646	+0,106	-0,279
Feld 7—8	q	-1,595	-0,720	+2,315	-0,111	+1,417	+0,563	-1,869	-4,070	-11,228	+15,298	-5,516	-0,797	+0,708
	g	-0,422	-0,191	+0,613	-0,029	+0,375	+0,149	-0,495	-1,077	-2,972	+4,049	-1,460	-0,211	+0,188
Größtmoment ..		+11,602	-2,277	+6,092	+25,345	+20,076	-7,045	+5,097	+6,171	-5,858	+34,999	+0,565	+5,800	+10,039
Kleinstmoment ..		+0,150	-15,844	+0,277	+6,017	-10,269	-36,525	-2,698	-3,673	-37,419	+5,780	-6,775	+0,076	-5,133
Vollbelastung ..		+9,292	-14,328	+5,036	+24,799	+7,755	-34,452	+1,896	+1,974	-34,219	+32,245	-4,910	+4,646	+3,879
Fehler		25%	11%	21%	2%	158%	6%	169%	212%	9%	8%	38%	25%	159%
ungünstl. Bel.														
lt. Abb. 2 ...		a	b	b	c	-a	c	-b	-b	d	e	f	a	-a

zumeist geschieht, so tritt bei diesem Moment ein Fehler von 25% auf. In gleicher Weise sind auch die Größt- und Kleinstwerte aller anderen Anschlußmomente den Werten infolge von Vollbelastung gegenübergestellt und der sich bei der üblichen Berechnung ergebende Fehler bestimmt. Er bewegt sich bei den Riegeln im vorliegenden Falle zwischen 2 und 38%, kann also keineswegs als geringfügig bezeichnet werden. Bei den Stielen liegt er zwischen 38 und 212%, ist somit ziffernmäßig noch erheblich größer, zumal auch noch bei den meisten Stielen ein Wechsel im Vorzeichen des Momentes auftritt. Zwar wird infolge der gleichzeitig vorhandenen Achsialkräfte die Spannungsüberschreitung nicht annähernd so groß sein wie der Momentenfehler, doch ist sie groß genug um zusammenfassend feststellen zu können,

daß es sinnlos ist, eine „genaue Berechnung“ an die Vollbelastung zu verschwenden, da mit ihr nicht einmal eine grobe Näherung, sondern ein falsches Urteil über die zu erwartenden Größtspannungen zu erreichen ist. Weit aus richtiger ist es, die konj. Matrix mittels eines Näherungsverfahrens zu ermitteln, etwa der „Fortgeleiteten Verformung“ nach Klouček²⁾, die einen Fehler von höchstens 3% erwarten läßt und aus dieser Näherungsmatrix die oben vorgeschlagenen Tafeln 3 und 4 aufzustellen.

Nicht notwendig, aber ganz lehrreich ist es, sich ein Bild der zu den einzelnen Querschnitten gehörenden ungünstigsten Belastung zu machen. Sie ist aus Tafel 4 unmittelbar abzulesen und in der letzten Zeile ist auf Abb. 2 verwiesen, wo die verschiedenen Belastungsfälle angedeutet sind. Es bedeutet -a und -b die entgegengesetzte Belastung von a und b, d. h. die dort belasteten Felder unbelastet und umgekehrt. Man wird zugeben müssen, daß auch der geübte Statiker kaum von vornherein hätte sagen können, wie er bezüglich jedes Querschnittes die Belastung anordnen muß, um den Größtwert zu erreichen.

²⁾ Dr. C. Klouček, Das Prinzip der fortgeleiteten Verformung, Berlin 1941, Wilh. Ernst & Sohn.

Brücke Oberhausen (Breisgau) und Fragen der neuen Verbundbauweise*).

Von Dipl.-Ing. Ulrich Wichert, Freiburg.

Schluß aus Heft 10.

IV. Wärmewirkungen.

Ändert sich die Lufttemperatur, so kann bei einer Verbundkonstruktion der Stahlteil fast unmittelbar, die Betonplatte aber nur mit Verzögerung folgen, denn ihre Leitfähigkeit ist 40 bis 50 mal geringer und außerdem ihre Dicke viel größer als die der Stahlprofile. Es ist also stets mit erheblichen Temperaturunterschieden zwischen beiden Materialien zu rechnen, wobei innerhalb des Stahls und des Betons weitgehende Gleichmäßigkeit herrschen kann. So

^{*)} Bei Abfassung dieses Aufsatzes lag der Entwurf der neuen Richtlinien für die Ausführung von Bauteilen in Verbundweise noch nicht vor, und die darin vorgesehenen Bezeichnungen konnten daher nicht berücksichtigt werden.

Bezüglich der Feldmomente ist die Sachlage wesentlich einfacher, für sie ist offenbar die schachbrettförmige Belastung lt.

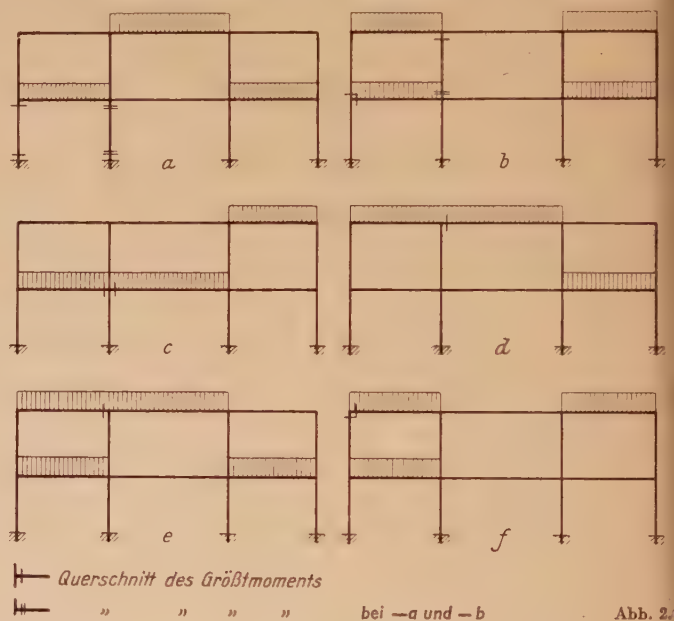


Abb. 2 a und -a maßgebend, die zugehörigen Anschlußmomente sind leicht aus Tafel 4 herauszulesen, z. B.

$$\begin{aligned}
 M_{1-2} &= -15,520 + 0,493 - 0,134 - 0,004 + 0,198 - 0,191 = -15,158 \text{ tm} = -M_{3-4} \\
 M_{2-1} &= +20,558 + 1,301 - 0,361 + 0,018 - 0,271 - 0,029 = +21,216 \text{ tm} = -M_{4-3}
 \end{aligned}$$

werden die täglichen Temperaturschwankungen wechselnde Eigen- und Fremdeinspannungen, Durchbiegungen nach unten und oben und bei Durchlaufträgern zusätzliche Momente zur Folge haben — ähnlich wie das Schwinden, aber ohne Kriechen und mit beiden Vorzeichen.

Die Wärmewirkung ist deshalb immer für die Verbundwirkung an den Trägern und bei unmittelbar befahrenen Betonplatten für die Rißsicherheit der Oberfläche von Bedeutung. Handelt es sich hierbei um Durchlaufträger, so werden stets zusätzliche Maßnahmen zur Herabsetzung der Betonzugspannungen erforderlich. Die Bruchsicherheit wird in der Regel durch die Wärmespannungen

beeinflusst. Vielleicht kann deshalb bei Verbundträgern auf Nutzen von einem Nachweis der Längsspannungen aus Wärmeschwinden mit Ausnahme der Betonspannungen bei unmittelbaren Platten und der Endschubkräfte und Endmomente gettet werden.

mt man je für Stahl und Beton einheitliche Temperaturen o den „Typus Schwinden“ der Temperaturverteilung, dann h die Berechnung der Wärmespannungen im störten Bereich die gleiche wie beim Schwinden.

über die ganze Verbundträgerhöhe geradlinige Temperaturverteilung ist nicht zu erwarten; sie würde beim Träger auf zwei a nur Durchbiegungen und keine Spannungen zur Folge haben. unregelmäßigem Temperaturverlauf (Abb. 14)

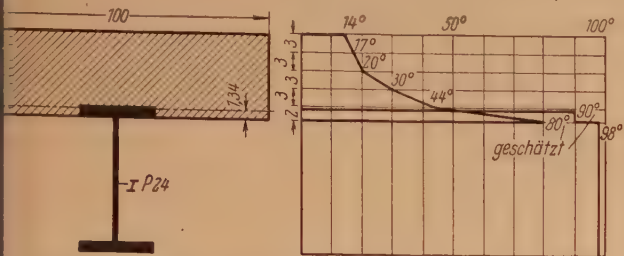


Abb. 14. Versuchsträger, Temperaturverteilung bei Rißbildung.

ae ähnliche Zerlegung in Teilbelastungen zweckmäßig wie winden.

Teilbelastung I „Festhaltung und Temperaturänderung“ (Abb. 15a) denkt man sich den Verbund von seiner gleichmäßigen Anfangstemperatur auf 0° abt — wobei keine Spannungen entstehen — und dann unter ltung in seiner Null-Grad-Länge auf den ungleichmäßigen raturzustand erwärmt. Hierbei entsteht in jeder Faser die pannung $\sigma = -\alpha_t \cdot t \cdot E$ entsprechend ihrer Temperatur und itätitätszahl. Ist das Temperaturbild über die ganze Träger-

Teilbelastung 1

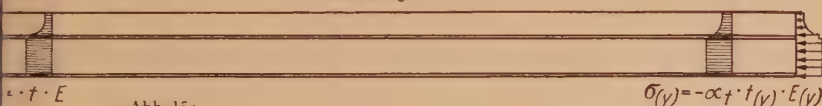


Abb. 15a.

Teilbelastung 2

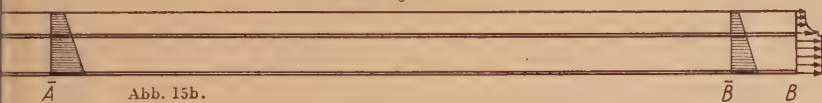


Abb. 15b.

Insgesamt

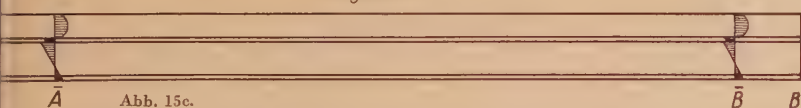


Abb. 15c.

konstant, so ist es das Spannungsbild, das an den Stirn- gleichzeitig die Druckbelastung darstellt, die die Form- ung verhindert.

Teilbelastung II „Lösung der Festhaltung“ (Abb. 15b) stellen die entgegengesetzten äußeren Kräfte die chkeit wieder her. Sie bewirken bei Trägern auf 2 Stützen über die Trägerlänge gleichbleibendem Temperaturbild eine bis B konstante Spannungsverteilung, die über N und M zu berechnen ist und zusammen mit Spannungsverteilung I samspannungen ergibt (Abb. 15c).

Temperaturspannung in Längsrichtung eines Trägers oder an einer beliebigen ergibt sich bei dop- mmetrischen Profilen (Abb. 16) zu⁸⁾ 9)

$$\alpha_t \cdot E \left(t_m - t + \frac{y}{y_t} \right)$$

Abb. 16.

ist
Temperaturspannung an der betreffenden Stelle (Zug positiv)
Wärmedehnzahl
Elastizitätsmodul
Temperatur

$$t_m = F_{tv}/F_v$$

$$F_{tv} = \int_h t \cdot \frac{E}{E_s} \cdot b \cdot dy$$

F_v der in Stahl umgerechnete Querschnitt $F_s + F_t/n$
 y der Abstand von der Nullebene (nach unten positiv)

$$y_t = J_v / \oint_{tv} \left(\frac{\text{cm}}{\text{Grad}} \right)$$

J_v das in Stahl umgerechnete Trägheitsmoment $\int_h \frac{E}{E_s} \cdot b \cdot y^2 \cdot dy$

$$\oint_{tv} = \int_h t \cdot \frac{E}{E_s} \cdot b \cdot y \cdot dy \text{ das statische Moment von } F_{tv},$$

$$\text{wofür } \int_h (t - t_m) \frac{E}{E_s} \cdot b \cdot (y + c) \cdot dy \text{ gesetzt werden darf.}$$

$y + c$ ist der Abstand von einer beliebigen zur Nullebene parallelen Ebene.

Sowohl die Querschnitte wie die Elastizitätszahlen und Temperaturen können beliebig veränderlich sein¹⁰⁾, besonders mit y , ferner mit x , wobei gedachte Festhaltekräfte auch im Stabinnern zur Wirkung kommen, und mit z unter Erweiterung der Temperaturspannungsgleichung auf die Form gebracht werden:

$$\sigma = \alpha_t \cdot E \left(t_m - t + \frac{y}{y_t} + \frac{z}{z_t} \right)$$

und mit Anschreibung aller unabhängiger Veränderlicher einschließlich der Querkoordinate z

$$\sigma(x, y, z) = \alpha_t \cdot E(x, y, z) \left[t_m(x) - t(x, y, z) + \frac{y}{y_t(x)} + \frac{z}{z_t(x)} \right]$$

Endschubkräfte und Endmomente werden bei unregelmäßigem Temperaturverlauf am besten aus den vorher ermittelten Längsspannungen bestimmt.

Von den drei Gliedern der ersten Temperaturspannungsgleichung

liefert das zweite — entsprechend der Teilbelastung I — und das erste als Normalkraftanteil der Teilbelastung II keinen Beitrag zur Krümmung und Durchbiegung. Die Durchbiegung rührt allein her aus dem Spannungsanteil $\frac{\alpha_t E}{y_t} y$ mit

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon}{y} = \frac{\alpha_t \cdot E \cdot y / y_t}{E} \cdot \frac{1}{y} = \frac{\alpha_t}{y_t}$$

$$\text{Mit } f = \int_l \frac{M_1}{\rho} dx \text{ (Abb. 17)}$$

wird bei in Längsrichtung veränderlichem Temperaturverlauf

$$f = \alpha_t \cdot \int_l \frac{M_1}{y_t} dx.$$

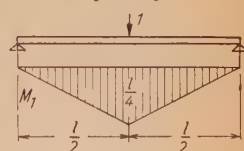


Abb. 17.

⁸⁾ Ableitung:

Teilbelastung I:

$$\sigma = -\alpha_t \cdot t \cdot E$$

$$N = -\alpha_t \cdot \int_h t \cdot E \cdot b \cdot dy = -\alpha_t \cdot E_s \cdot \int_h t \cdot E / E_s \cdot b \cdot dy = -\alpha_t \cdot E_s \cdot F_{tv}$$

$$M = -\alpha_t \cdot \int_h t \cdot E \cdot b \cdot y \cdot dy = -\alpha_t \cdot E_s \cdot \int_h t \cdot E / E_s \cdot b \cdot y \cdot dy = -\alpha_t \cdot E_s \cdot \oint_{tv}$$

Teilbelastung II:

$$N = \alpha_t \cdot E_s \cdot F_{tv}$$

$$M = \alpha_t \cdot E_s \cdot \oint_{tv}$$

$$\sigma = \frac{\alpha_t \cdot E_s \cdot F_{tv}}{F_v} \cdot \frac{E}{E_s} + \frac{\alpha_t \cdot E_s \cdot \oint_{tv}}{J_v} y \frac{E}{E_s}$$

Insgesamt:

$$\sigma = \alpha_t \cdot E \left(-t + F_{tv}/F_v + \oint_{tv}/J_v \cdot y \right)$$

Mit $F_{tv}/F_v = t_m$ und $J_v/\oint_{tv} = y_t$ wird

$$\sigma = \alpha_t \cdot E \left(t_m - t + y/y_t \right)$$

⁹⁾ Bei Querschnitts- und Temperatursprüngen entstehen örtliche Störungen.

¹⁰⁾ Die Berücksichtigung einer Veränderlichkeit der Wärmedehnzahl α_t ist durch Umformung und Umdeutung obiger Gleichung möglich, aber bei Stahl und Beton nicht nötig.

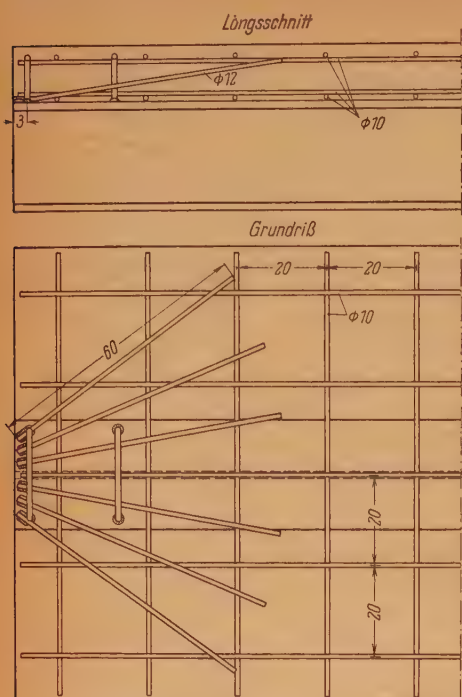


Abb. 18. Versuchskörper mit aufgeschweißter Verbundsicherung an den Enden.

Abb. 20. u. 20a. Versuchsvorrichtungen.
Photo Leif Geiges, Freiburg i. Br.



Sind die Temperaturen in Längsrichtung konstant, so ergibt sich

$$f = \frac{\alpha_t \cdot l^2}{8 y_t}$$

Für „Typus Schwinden“, also je innerhalb des Stahls und Betons konstante Temperatur t_a und $t_b < t_a$ wird

$$\epsilon_{t_v} = \int_h \frac{E}{E_0} \cdot b \cdot y \cdot dy = \int_h \frac{E}{E_0} \cdot b \cdot y \cdot dy + \int_h (t - t_b) \cdot \frac{E}{E_0} \cdot b \cdot y \cdot dy$$

Das erste Integral ist Null, im zweiten liefert nur der Stahl einen Beitrag $\Delta t \cdot F_s \cdot e_s = \Delta t \cdot F_b \cdot e_b$.

$$\text{Damit wird } y_t = \frac{J_v}{\epsilon_{t_v}} = \frac{J_v}{\Delta t \cdot F_b \cdot e_b} \text{ und}$$

$$f = \frac{\alpha_t \cdot \Delta t \cdot l^2 \cdot F_b \cdot e_b}{8 J_v}$$

(gleichzeitig die bekannte Gleichung für Schwinden).



(Abb. 18), mit Verbundsicherung nur für ständige Last und Verkehrslast (Abb. 19) und mit beiden Verbindungen. Die Länge der Versuchskörper ist gleich der doppelten Plattenbreite, so daß Endstörungen bis zur Trägermitte sicher abgeklungen sind. Die Stahlträgeroberflansche sind in die Betonplatte eingelassen, oben und unten längs und quer je mit 5 ϕ 10/m bewehrt ist.

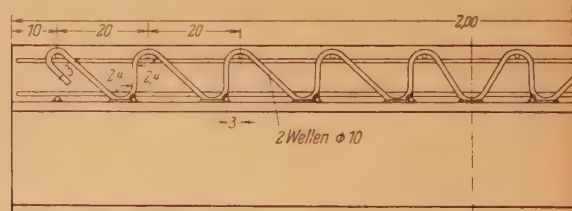


Abb. 19. Versuchskörper mit gleichmäßig verteilter Verbundsicherung.

Die Würfeldruckfestigkeit war zur Zeit der Versuche 17 T nach Herstellung im Mittel 318 kg/cm².

Die Stahlträger der Versuchskörper wurden abwechselnd in ein mit Wasser gefüllte Mörtelpfanne eingetaucht, deren Inhalt durch ein Holzfeuer bis zum Sieden erhitzt wurde, und in ein Becken mit kaltem Wasser (Abb. 20 u. 20a). Dabei wurden die Temperaturen der Luft, des Wassers (für den eingetauchten Trägereil) an 9 Stellen in 5 verschiedenen Höhen die des Betons laufend abgelesen (Abb. 21). Die Breite der entstehenden Risse wurde zum Teil geschätzt, zum Teil mit Maßstab und Lupe gemessen.

Die Vorversuche verliefen im einzelnen wie folgt:

a) Verbundträger ohne Verbundsicherung (nur mit Haftung und Klemmwirkung).

Eintauchen bis zur halben Höhe des IP 24. Temperaturen in einer Stunde Erwärmung auf die Temperaturverteilung (Abb. 22). Die hieraus nach den Gleichungen der Abschnitte III

¹¹⁾ Die Temperaturen an zwei Querschnittsstellen genügen nicht, weil sie noch nicht über die Spannungen aussagen. Vgl. Abb. 24 u. 25 zum ersten Versuchsträger. In annähernd gleicher Randtemperaturen sind die Temperaturspannungen, Endschubkräfte und Endmomente M ganz verschieden.

¹²⁾ Ist das zu teuer, so wäre eine Näherung:

- Messung einerseits der genauen Temperaturverteilungen in einem Querschnitt und andererseits der Lufttemperaturen mit den übrigen meteorologischen Bedingungen so lange, bis man die Abhängigkeit jener von diesen kennt.
- Selbsttätige Messung der Lufttemperaturen, die mit dem Witterungsabstand den Typus der Temperaturverteilung angeben, und der Durchbiegungen, mit ihm zusammen den Spannungszustand bestimmen.

rechneten Spannungen, End Schubkräfte und -momente sind
enso wie bei allen folgenden Temperaturbildern angegeben.

$T = 2,2 \text{ t}; \bar{M} = -1,5 \text{ tm}$

nkung des Körpers, bis der Wasserspiegel die Oberflansch-
attenunterfläche berührt (Abb. 23).

Längsschnitt

$l = 2,00$

Querschnitt

$b = 1,00$

Grundriß

Abb. 21.

$T = 20 \text{ t}; \bar{M} = 0,6 \text{ tm.}$

Be rings um die Stirnfläche der Trägeroberflansche; noch keine
ung der Platte vom Träger.
etzen in das Kaltwasserbecken.

Querschnitt

Temperaturbild

Temperaturspannungsbild

Abb. 22.

Abb. 23.

erung und mit dem Vorschlaghammer Zerstörung des Ver-
s.

verbundträger mit Verbundsicherung nur an den Enden (gegen
Winden und Temperatur).

tauchen in das 65° warme Wasser bis 2 cm unter Platten-
fläche.

tere Erhitzung bis zum Beginn des Siedens.

h 6 Minuten 3 Querrisse bis zu 0,2 mm Rißbreite quer durch

einfaht

Abb. 26a.

Abb. 26b.

$\sigma_{bo} = -5,3 \text{ kg/cm}^2,$
 $\sigma_{eo} = -216 \text{ kg/cm}^2,$

$\sigma_{bu} = 19,1 \text{ kg/cm}^2,$
 $\sigma_{eu} = 42 \text{ kg/cm}^2.$

Die Vorversuche ergaben:

a) Haftung und Klemmwirkung hatten einen hohen
Anteil an der Verbindung Platte-Träger. Dies zeigte sich am



Abb. 25. Risse im Versuchskörper (schwarz: Ölflecke). Photo Leif Geiges, Freiburg i. Br.

c) Verbundträger mit gleichmäßig verteilter Verbindung (für ständige
Last und Verkehrslast).

Bei 95° erster Riß an einer Stirnfläche und erster Plattenquer-
riß (Abb. 26a).

$T = 34,0 \text{ t}; \bar{M} = 1,30 \text{ tm.}$

Bei Beginn des Siedens: Risse an der anderen Stirnfläche und
zweiter Querriß.

Breiten der Querrisse 0,05 mm.

Gleiches Maß für Rißbreite und Versetzung der Stirnflächen von
Oberflansch und Platte (Abb. 26b).

Beim Eintauchen in Kaltwasserbecken zunächst keine Vermin-
derung der Rißbreite.

Nach 24 Stunden Luftlagerung Risse trotz Bezeichnung bis zur
Unauffindbarkeit geschlossen.

d) Verbundträger mit beiden Arten der Verbindung

Ähnlicher Verlauf wie beim zweiten Träger. Erster Riß bei 86°

Zweiter Querriß bei 93°, dritter nach Eintauchen des ganzen

Körpers in siedendes Wasser. Rißbreiten 0,18, 0,12 und 0,08 mm

In den Stirnflächen 0,08 mm breite Risse ohne Versetzung in
Trägerichtung.

$T = 30,5 \text{ t}; \bar{M} = 1,85 \text{ tm.}$

Zum Vergleich die Beanspruchungen aus Schwinden mit

$\epsilon_s = 0,00015$

$T = 9,6 \text{ t}; \bar{M} = 0,10 \text{ tm.}$

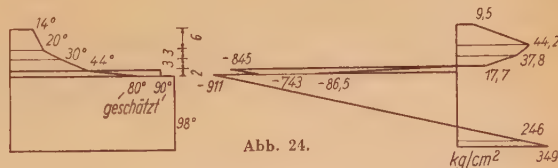
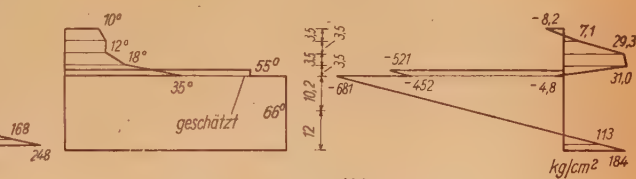


Abb. 24.

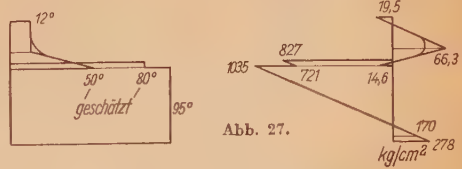


Abb. 27.

klarsten beim Träger ohne Verbundsicherung und wird durch die Rechnung bestätigt. Danach war die Haftfestigkeit bei der Zerstörung des Verbunds noch nicht einmal erschöpft, so daß ihre Überwindung auf die Spaltmomente zurückzuführen sein dürfte. Es ist aber zu beachten, daß in den meisten Fällen das Verhältnis von Haftfläche und Klemmkraft zu Endschubkraft und Endmoment ungünstiger ist.

b) Bei beiden Versuchsträgern mit besonderer Verbindung an den Enden blieb diese auch im gerissenen Zustand voll erhalten. Eine Versetzung von Stahlträger und Betonplatte in Längsrichtung fand nicht statt. Die Haarrisse in der Stirnfläche bedeuteten den Übergang vom Stadium I zum Stadium II, so daß Schubspannungen und Zugspannungen im Endbereich nun von der fächerförmigen Verbundsicherung und den Bügeln übernommen wurden.

c) Die gleichmäßig über die Trägerlänge verteilte Verbundsicherung konnte naturgemäß die konzentrierte Beanspruchung der Enden durch die Wärmewirkung nur unvollkommen mit übernehmen, so daß die Gesamtrißbreite sich je etwa zur Hälfte auf den Schlupf an den Enden und die dementsprechend schmalere Plattenquerrisse verteilte. Es ist noch zu klären, ob und wann die Bruchsicherheit eines Verbundträgers von einer solchen Nachgiebigkeit beeinflusst wird. Vor einer genaueren Erforschung und zur Wahrung eines rißfreien Zustandes in den Endbereichen ist es richtig, die vorhandenen Endschubkräfte und Endmomente auch durch eine besondere annähernd waagerechte Schubverbindung und etwa senkrechte Zugverbindung (Bügel) aufzunehmen.

d) Versuch und Rechnung erwiesen die Empfindlichkeit der Spannungen gegenüber der genauen Temperaturverteilung (besonders im Oberflansch und in seiner Nähe).

Bei künftigen Versuchen sollte die Ermittlung der Spannungen am Verbundträgerende durch genaue Messungen an Versuchsträgern besonders im elastischen Bereich ermöglicht werden.

Neben Wärmeversuchen — wobei die Verwendung von kalter und heißer Luft gegenüber Wasser oder elektrischem Strom Vorzüge hat — werden voraussichtlich Druckversuche nach Abb. 28 und 29 die rascheste Aufklärung über die Spannungsverteilung bei Schwinden und Wärmewirkungen geben. Diese Anregung von Herrn Professor Fritz ist in einer der beiden abgebildeten Anordnungen unmittelbar anwendbar.

Abb. 28 ist identisch mit Abb. 12b und 13a, also mit Teilbelastung II aus Schwinden. Die gleichmäßige Verteilung der Druckkraft macht gewisse Schwierigkeiten, für deren Lösung mehrere W



Abb. 28.

zur Verfügung stehen¹³⁾. Da die Beanspruchungen aus Belastung I (Schwinden mit Festhaltung) bekannt sind, ist zu erwarten, daß der Spannungszustand am Verbundträgerende info

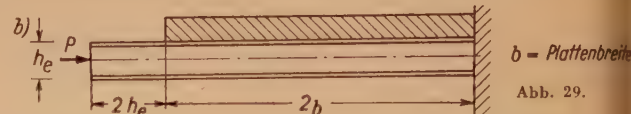


Abb. 29.

Schwindens und ungleichmäßiger Temperatur durch Druckversuche mit einer für die praktische Anwendung genügenden Genauigkeit geklärt werden kann.

VI. Zusammenfassung.

Beim Bau einer Brücke in Verbundbauweise mit mehreren Trägern auf zwei Stützen wurde eine wellenförmige Verbundsicherung für ständige und Verkehrslast angeordnet. Die Notwendigkeit einer Verbundsicherung gegen Schwinden und ungleichmäßige Temperaturen wurde untersucht und die Wärmewirkung allgemein behandelt. Zur Klärung beider Fragen wurden Vorversuche durchgeführt¹⁴⁾.

¹³⁾ Statisch bestimmte Lastverteilung.

Flüssigkeitsdruck.

Druckglieder mit hohem E gegen Verbundträgermodelle mit niederen E-Zahlen. Anordnung nach Abb. 29b mit Störspannungsgruppe beiderseits des Querschnitts.

¹⁴⁾ Es sei hier noch auf die Ansätze von Professor Steinhardt hingewiesen: „Ein neues Bau- und Montageverfahren für genietete Stahlträger im Verbund mit Stahlbetondeckplatten“, Bautechn. 27 (1950), Heft 3, S. 81—83, und „Bauformen stählerner Verbundfachwerkträger“, Bautechn. 27 (1950), Heft 7, S. 216—217.

Bemessungstafeln für Plattenbalken.

Von Bauingenieur Erich Rustemeyer, Berlin.

Die Bemessung von Plattenbalken mit einer Druckplatte, deren Dicke kleiner ist als der Abstand der Nulllinie vom gedrückten Rande, also mit $d < x$, durch Schätzung sowohl des Betonquerschnittes als auch des Querschnittes der Stahleinlagen und Nachprüfung der auftretenden Spannungen nach den hierfür zur Verfügung stehenden Formeln

$$x = \frac{1/2 d^2 b + 15 F_e h}{d \cdot b + 15 F_e}; \quad y = \frac{2}{3} \left(x + \frac{(x-d)^2}{2x-d} \right); \quad z = h + y - x$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e \cdot z} \quad \text{und} \quad \sigma_b = \sigma_e \frac{x}{15(h-x)}$$

ist eine umständliche und zeitraubende Arbeit, zumal die Schätzung zur Erzielung wirtschaftlich günstiger Querschnitte meistens durch mehrfache Rechnung verbessert werden muß.

Die beigefügten Kurventafeln ermöglichen die Bemessung beliebiger Plattenbalken mit den für Rechteckquerschnitte gebräuchlichen Formeln

$$h = r \sqrt{\frac{M}{b}}; \quad F_e = t \sqrt{M \cdot b} \quad \text{und} \quad x = s \cdot h.$$

Als Hilfwert dient dabei das Verhältnis der Druckplattendicke zur Nutzhöhe

$$\beta = \frac{d}{h}.$$

Ein besonderer Vorteil der Tafeln liegt darin, daß bei gegebener Druckplattendicke die Nutzhöhe leicht so gewählt werden kann, daß eine bestimmte Betonspannung eingehalten wird. Man kann also, je nachdem man Stahl oder Gewicht sparen will, die wirtschaftlichste oder oder die zulässige Betonspannung anwenden. Dies kommt besonders bei

Fertigbetonbalken zur Geltung, bei denen es der Gewichtsersparnis halber darauf ankommt, die Querschnittsabmessungen möglichst klein zu halten. Die zulässige Stahlspannung wird wie bei Rechteckquerschnitten und Plattenbalken mit $d \geq x$ in jedem Falle voll ausgenutzt.

Die Darstellung in Kurvenform wurde gewählt um jedes beliebige Verhältnis der Plattendicke zur Nutzhöhe einsetzen zu können. An den Punkten, an dem $d = x$ oder $\beta = s$ wird, gehen die Kurven in Geraden parallel zur X-Achse des Systems über. Die Tafeln lassen sich innerhalb des dargestellten Spannungsbereiches also auch für Rechteckquerschnitte und Plattenbalken mit $d \geq x$ verwenden.

An sich würde es näher liegen, die r- bzw. t-Werte als Ordinaten und die Betonspannungen als Kurven aufzutragen, da es auf die Genauigkeit der Erstgenannten ankommt; die Darstellung in der gewählten Art hat jedoch den Vorteil, daß die Genauigkeit mit zunehmender Spannung wächst.

Bei der Berechnung der Tafeln ist von folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

1. Die Stegdrukspannungen bleiben unberücksichtigt. Dies kam bereits in den eingangs erwähnten Formeln für die Spannungsberechnung zum Ausdruck. Es bedeutet eine Sicherheit gegen kleine Ungenauigkeiten bei der Ableitung der Tafelwerte, die umso größer wird, je kleiner das Verhältnis der Druckplattendicke zur Nutzhöhe wird.
2. Das Verhältnis der beiden Elastizitätsmaße ist den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton entsprechend mit $n = 15$ eingesetzt.
3. Die Stahlspannung ist $\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$.

Beispiele mögen die Benutzung der Tabellen erläutern. Die hier verwendete Rechenschiebergenaugigkeit ist nach den Bestimmungen ausreichend.

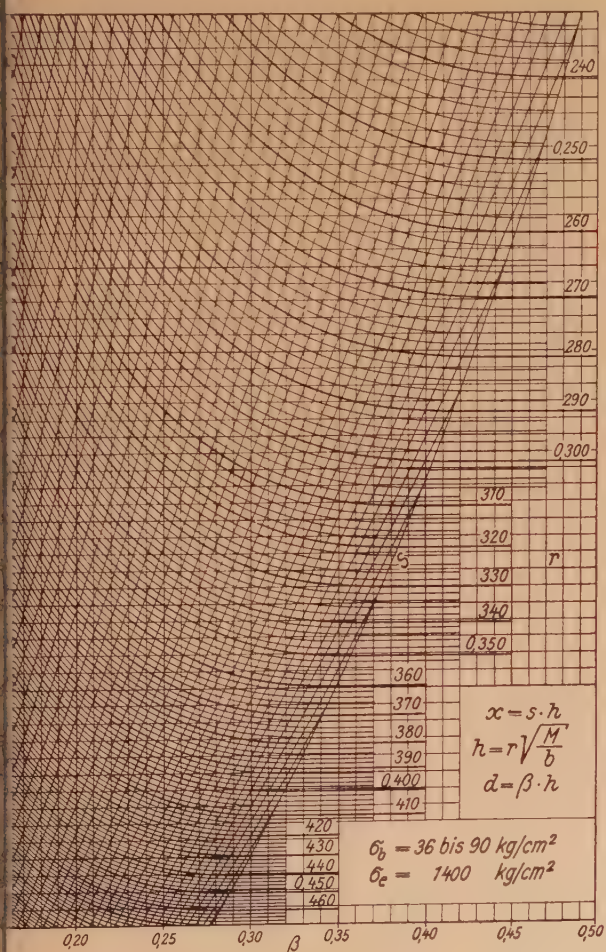
1.

Ein gegebenes Moment und gegebene Betonabmessungen sollen die Spannung und der erforderliche Bewehrungsquerschnitt bestimmt werden.

Man ist das Moment $M = 3\,510\,000 \text{ kgcm}$, die Plattendicke $d = 12 \text{ cm}$, die Rippenbreite $b_0 = 45 \text{ cm}$ und die Nutzhöhe $h = 60 \text{ cm}$ gegeben. Die Druckgurtbreite, die als mitwirkend in Rechnung gestellt werden soll, ist $b = 12d + b_0 = 189 \text{ cm}$.

$$\beta = \frac{d}{h} = \frac{12}{60} = 0,20 \quad \text{und} \quad r = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{60}{\sqrt{\frac{3\,510\,000}{189}}} = 0,440$$

Tafel 1 liefert der Schnittpunkt der Kurve $r = 0,440$ mit der Abszisse $\beta = 0,20$ als Ordinate $\sigma_b = 41,8 \text{ kg/cm}^2$.



Tafel 1.

Der Schnittpunkt derselben Abszisse und Ordinate liegt in Tafel 2 auf der Kurve $t = 0,00178$.

Daraus ergibt sich $F_e = 0,00178 \sqrt{3\,510\,000 \cdot 189} = 45,8 \text{ cm}^2$. Man kann auch aus Tafel 1 oder 2 als Schnittpunkt der Kurve $\sigma_b = 41,8$ mit der Kurve s die Abszisse $\beta = s = 0,309$ ablesen. Damit erhält man $x = s \cdot h = 0,309 \cdot 60 = 18,55 \text{ cm}$.

Die Bewehrung der Richtigkeit sollen die Spannungen mit Hilfe der eingeführten Formeln nachgeprüft werden.

$$x = \frac{1}{2} \cdot 12^2 \cdot 189 + 15 \cdot 45,8 \cdot 60 = 18,55 \text{ cm}$$

$$y = \frac{2}{3} \left(18,55 + \frac{(18,55 - 12)^2}{2 \cdot 18,55 - 12} \right) = 13,50 \text{ cm}$$

$$z = 60 + 13,50 - 18,55 = 54,95 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{3\,510\,000}{45,8 \cdot 54,95} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 1400 \frac{18,55}{15(60 - 18,55)} = 41,8 \text{ kg/cm}^2$$

Beispiel 2.

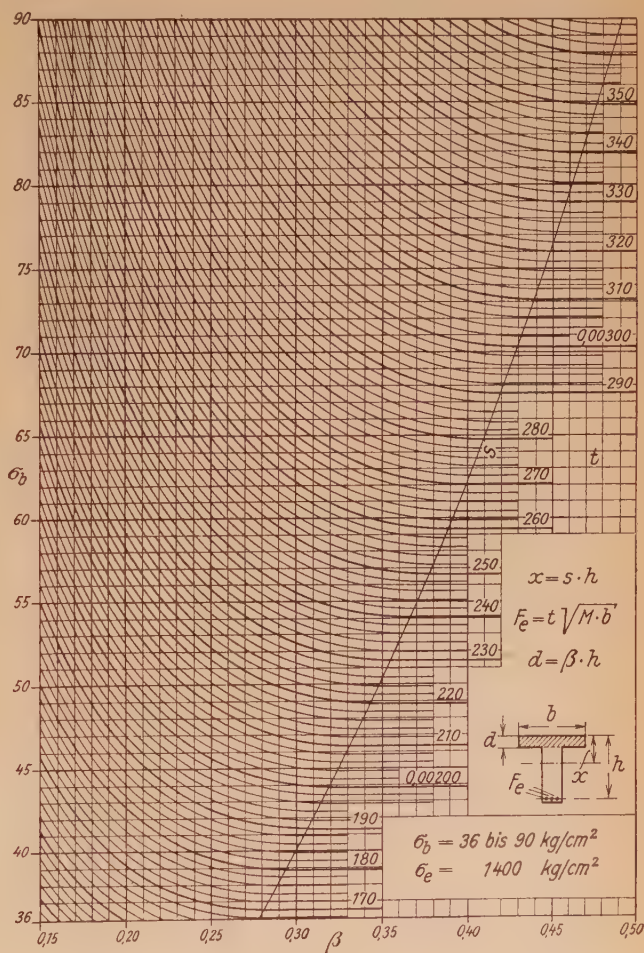
Ein Plattenbalken mit 10 cm dicker Druckplatte, 30 cm Rippenbreite und 150 cm mitwirkender Druckgurtbreite muß ein Moment $M = 2\,250\,000 \text{ kgcm}$ aufnehmen. Die Betongüte 225 soll mit 50 kg/cm^2 ausgenutzt werden.

In erster Annäherung wird $h = 50 \text{ cm}$ geschätzt. Dann wird

$$\beta = \frac{10}{50} = 0,20 \quad \text{und} \quad r = \frac{50}{\sqrt{\frac{2\,250\,000}{150}}} = 0,408$$

Hierfür erhält man aus Tafel 1 $\sigma_b = 47 \text{ kg/cm}^2$.

In Tafel 1 werden die r -Kurven von einer Reihe von Kurven geschnitten, die die reziproken Werte darstellen. Verfolgen wir jetzt die Reziprokkurve vom Schnittpunkt der Abszisse $\beta = 0,20$ mit der r -Kurve $0,408$ bis zum Schnitt mit der Ordinate $\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$, so finden wir für diesen Punkt $r = 0,386$ und $\beta = 0,212$. Hieraus ergibt sich



Tafel 2.

$$h = \frac{d}{\beta} = \frac{10}{0,212} = 47,3 \text{ cm}$$

$$\text{oder } h = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,386 \sqrt{\frac{2\,250\,000}{150}} = 47,3 \text{ cm}$$

Für $\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$ und $\beta = 0,212$ folgt aus Tafel 2 der Wert $t = 0,00203$. Damit wird

$$F_e = 0,00203 \sqrt{2\,250\,000 \cdot 150} = 37,3 \text{ cm}^2$$

Beispiel 3.

Aus der statischen Berechnung wurde für einen Fertigbetonbalken ein Moment $M = 550\,000 \text{ kgcm}$ gefunden. Er soll aus Beton der Güteklasse B 225 und Betonstahl I hergestellt werden.

Wird der Balken mit einem rechteckigen Querschnitt ausgeführt, so

ist hierfür die zulässige Spannung

$$\sigma = 80/1400.$$

In Tafel 1 liefert der Schnittpunkt der Ordinate $\sigma_b = 80 \text{ kg/cm}^2$ mit einer in oder hinter der Kurve s liegenden Abszisse den Wert $r = 0,253$. Damit wird bei $b = 15 \text{ cm}$

$$h = 0,253 \sqrt{\frac{550000}{15}} = 48,5 \text{ cm}$$

In Tafel 2 liefert der Schnittpunkt derselben Ordinate und Abszisse den Wert $t = 0,00335$. Somit ist

$$F_e = 0,00335 \sqrt{550000 \cdot 15} = 9,62 \text{ cm}^2$$

Gewählt werden 2 $\phi 20 + 1 \phi 22 = 10,08 \text{ cm}^2$.

Die Balkenhöhe ist $d = 48,5 + 3,5 = 52 \text{ cm}$.

Die Balkenbreite wurde mit $b = 2 \cdot 1,5 + 2 \cdot 0,7 + 2 \cdot 2,0 + 3 \cdot 2,2 = 15 \text{ cm}$ richtig angenommen.

Das Gewicht des Balkens beträgt $g = 0,52 \cdot 0,15 \cdot 2400 = 187 \text{ kg/m}$.

Wird der Balken jedoch mit einem Plattenbalkenquerschnitt ausgeführt, so ist hierfür die zulässige Spannung

$$\sigma = 70/1400.$$

Die Nutzhöhe soll 25 cm betragen. Um eine kleinere Balkenbreite b_0 zu erreichen, werden die Stahleinlagen in zwei Lagen angeordnet. Damit die Gesamthöhe genau so groß ist wie im ersten Falle, wird die Nutzhöhe aus diesem Grunde um 1 cm verkleinert.

Dann ist

$$r = \frac{47,5}{\sqrt{\frac{550000}{25}}} = 0,320$$

In Tafel 1 liefert der Schnittpunkt der Kurve $r = 0,320$ mit der Ordinate $\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$, die Abszisse $\beta = 0,20$. Damit wird die Plattendicke $d = 0,20 \cdot 47,5 = 9,5 \text{ cm}$.

Der Schnittpunkt der Abszisse $\beta = 0,20$ mit der Ordinate $\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$ liegt in Tafel 2 auf der Kurve $t = 0,00245$. Somit ist

$$F_e = 0,00245 \sqrt{550000 \cdot 25} = 9,08 \text{ cm}^2$$

Gewählt werden 3 $\phi 20 = 9,42 \text{ cm}^2$.

Die Balkenbreite ist dann

$$b_0 = 2 \cdot 1,5 + 2 \cdot 0,7 + 3 \cdot 2,0 = 10,4 \text{ cm} \approx 10,5 \text{ cm}$$

Das Gewicht des Plattenbalkens beträgt

$$g = (0,25 \cdot 0,095 + 0,105 \cdot 0,425) 2400 = 164 \text{ kg/m}$$

Die Gewichtssparnis gegenüber dem Rechteckquerschnitt beträgt also 21 kg/m, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß der Einfluß des Mindergewichtes auf das Biegemoment außer acht gelassen wurde.

Schlußbemerkung.

Es sind hier zunächst die Tafeln für eine zulässige Stahlspannung $\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$ gegeben. Die Tafeln für die höheren Stahlspannung $\sigma_e = 1800 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 2000 \text{ kg/cm}^2$ können vom Verfasser bezogen werden.

Vermischtes

Ludwig Bauer 70 Jahre alt

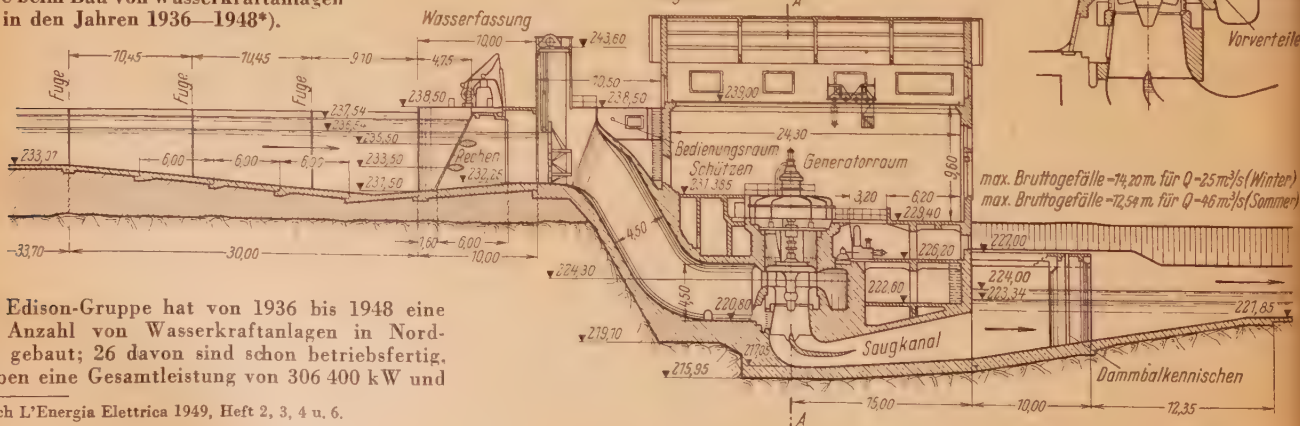
Am 25. September 1950 vollendete der Ing.-Architekt Ludwig Bauer, Stuttgart, sein 70. Lebensjahr. Nach dem Studium an der Technischen Hochschule Stuttgart und kurzer Tätigkeit als Architekt gründete er 1906 die Firma Ludwig Bauer, Eisenbeton-, Hoch- und Tiefbau, an deren Spitze er heute noch steht. Die Firma Ludwig Bauer widmete sich von Anfang an dem Stahlbetonbau, an dessen Ausbreitung im Hoch- und Industriebau in Württemberg sie wesentlichen Anteil hat. Bauer verstand es nicht nur, mit der technischen Entwicklung der Bauweise stets Schritt zu halten, sondern erwarb sich auch dadurch einen besonderen Namen, daß er stets auf vorbildliche Bauausführung bedacht war. Schon seit dem Jahre 1928 befaßte er sich mit dem damals noch sehr umstrittenen Betonstraßenbau. Die dabei gewonnenen Erfahrungen befähigten ihn, sich später am Bau der Fahrbahndecken der Autobahnen zu beteiligen. Im Zusammenhang damit widmete er sich auch erfolgreich dem Stahlbetonbrückenbau. Ende der zwanziger Jahre gründete Bauer eine Niederlassung in Sevilla, die sich ebenfalls gut entwickelte, solange es die politischen Verhältnisse gestatteten.

1926 verlieh die Technische Hochschule Stuttgart Ludwig Bauer die Würde eines Ehrensenators. Später wurde er zum Ehrenbürger seines Geburtsortes Riedern (Kr. Schwäb. Hall) ernannt. Ludwig Bauer ist es nicht nur gelungen, die Bedeutung seiner Unternehmung über die Wirrnisse zweier Weltkriege und ihrer Folgejahre hinweg zu erhalten, sondern er hat es auch verstanden, die menschlichen Pflichten des Unternehmers zu erfüllen und eine große Anzahl von Mitarbeitern über mehr als drei Jahrzehnte an sich zu fesseln und ihnen ihre Treue zu vergelten.

Möge es dem Jubilar vergönnt sein, sich noch lange in Gesundheit und Frische der Erfolge seines Lebenswerkes zu erfreuen.

Bornemann.

Die Tätigkeit der italienischen Edison-Gruppe beim Bau von Wasserkraftanlagen in den Jahren 1936–1948*).



Die Edison-Gruppe hat von 1936 bis 1948 eine große Anzahl von Wasserkraftanlagen in Norditalien gebaut; 26 davon sind schon betriebsfertig, sie haben eine Gesamtleistung von 306 400 kW und

erzeugen jährlich 1.454 Mrd. kWh.

Weitere sieben Wasserkraftanlagen mit 329 000 kW und 0,7 Milliarden kWh sind im Bau. Auf diese Weise ist die mittlere Jahresarbeit der Wasserkraftanlage der Edison-Gruppe von 4,245 Mrd. kWh im Jahre 1935 auf 5,700 Mrd. kWh im Jahre 1948 gestiegen.

Von den überaus zahlreichen Bauwerken sollen im folgenden

*) Nach L'Energia Elettrica 1949, Heft 2, 3, 4 u. 6.

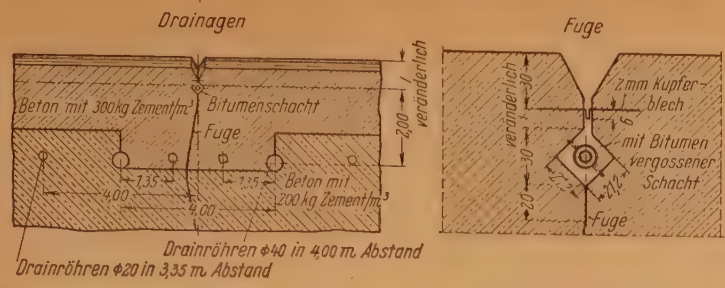
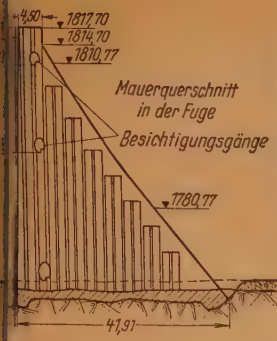


Abb. 1. Morasco-Talsperre.

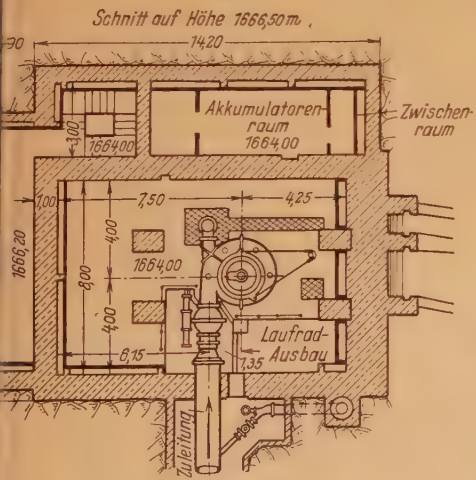
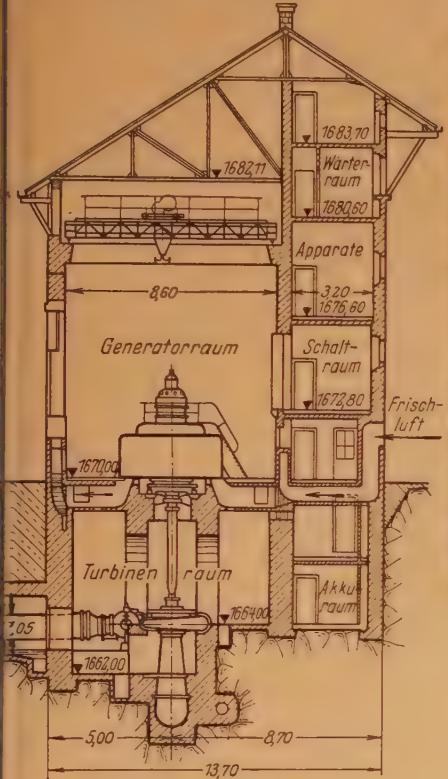


Abb. 2. Kraftwerk Alpe Devero.

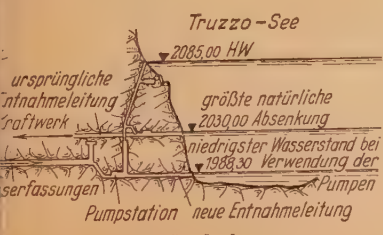


Abb. 7. Truzzo-Staubecken.



Abb. 5. Larecchio-Talsperre.

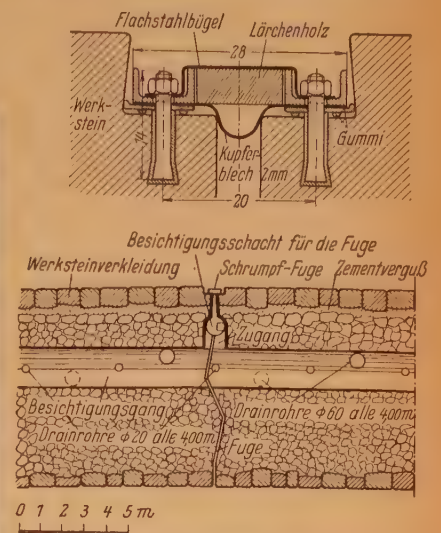
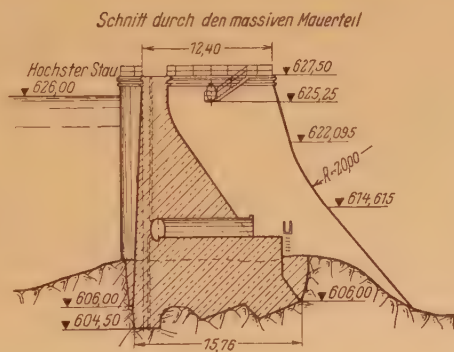


Abb. 3. Agaro-Talsperre.

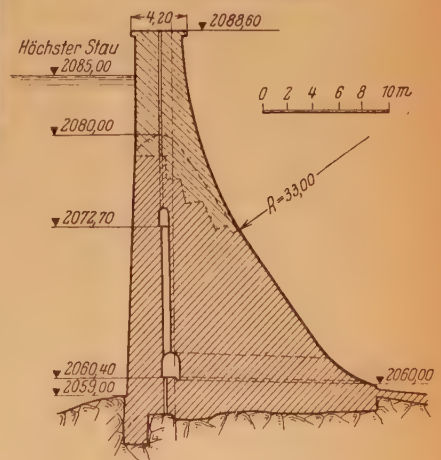


Abb. 6. Truzzo-Talsperre.

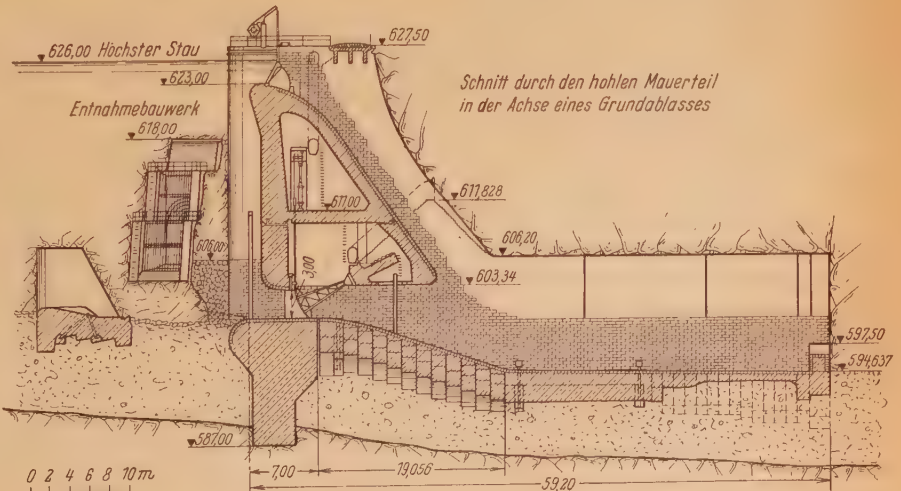


Abb. 8. Mera-Talsperre, 1. Stufe.

den die bemerkenswertesten beschrieben werden.

I. Anlagen von Valdossola.

Das Tal von Ossola, unweit der Simplon-Bahn, bietet eins der frühesten Beispiele weitgehender Ausnutzung eines ganzen Einzugsgebietes zur Wasserkraftgewinnung. Die Fortschritte der vergangenen 20 Jahre haben

jedoch eine tiefgreifende Veränderung des ursprünglichen Ausbauplanes erforderlich gemacht, so daß die Lebensdauer einiger Anlagen, besonders der vor 1930 erbauten, kurz gewesen ist. Dies ergab sich vor allem durch die Schaffung überjahreszeitlicher Speicherräume und durch die Kraftnutzung an einer beschränkten Zahl von Tagesstunden. Auch ist die Entwicklung auf die Zusammenfassung der Gefälle zu möglichst wenigen Kraftwerken gerichtet.

Die Wasserkraftanlage Morasco-Ponte wurde von 1936 bis 1941 errichtet. Ihr Hauptbauwerk ist die Morasco-Talsperre, eine 54 m hohe Schwerkraftsmauer mit 260 000 m³ Inhalt (Abb. 1). Sie wurde auf sehr zerklüftetem Felsboden gegründet, so daß trotz Aushubs der Gründungssohle um 4 m Zementpressungen mit insgesamt 15 t Zement notwendig wurden.

Als Beispiel eines weit abgesetzten kleinen Kraftwerkes wird in Abb. 2 das 1947 fertiggestellte Kraftwerk *Alpe Devero* wiedergegeben. Es ist für 7000 kVA ausgelegt und wird automatisch vom nächsttieferen Kraftwerk gesteuert mittels einer Frequenzübertragung auf der Hochspannungsleitung.

Die Anlage *Agaro-Coglio*, fertiggestellt 1940, enthält als Hauptbauwerk die 57 m hohe *Agaro-Talsperre* aus Bruchsteinmauerwerk von 150 000 m³ Mauerinhalt. Die Fugenausbildung ist in Abb. 3 dargestellt. Eines der neuesten Kraftwerke überhaupt ist das 1948 fertiggewordene unterste Kraftwerk dieses Flußgebietes, das von *Villadossola* (Abb. 4). Es ist mit einer Kaplan turbine von 5700 kVA ausgerüstet.

Abb. 5 zeigt die von 1936—1938 erbaute Sperre von *Larecio*.

II. Anlagen im Einzugsgebiet des Liro und Mera.

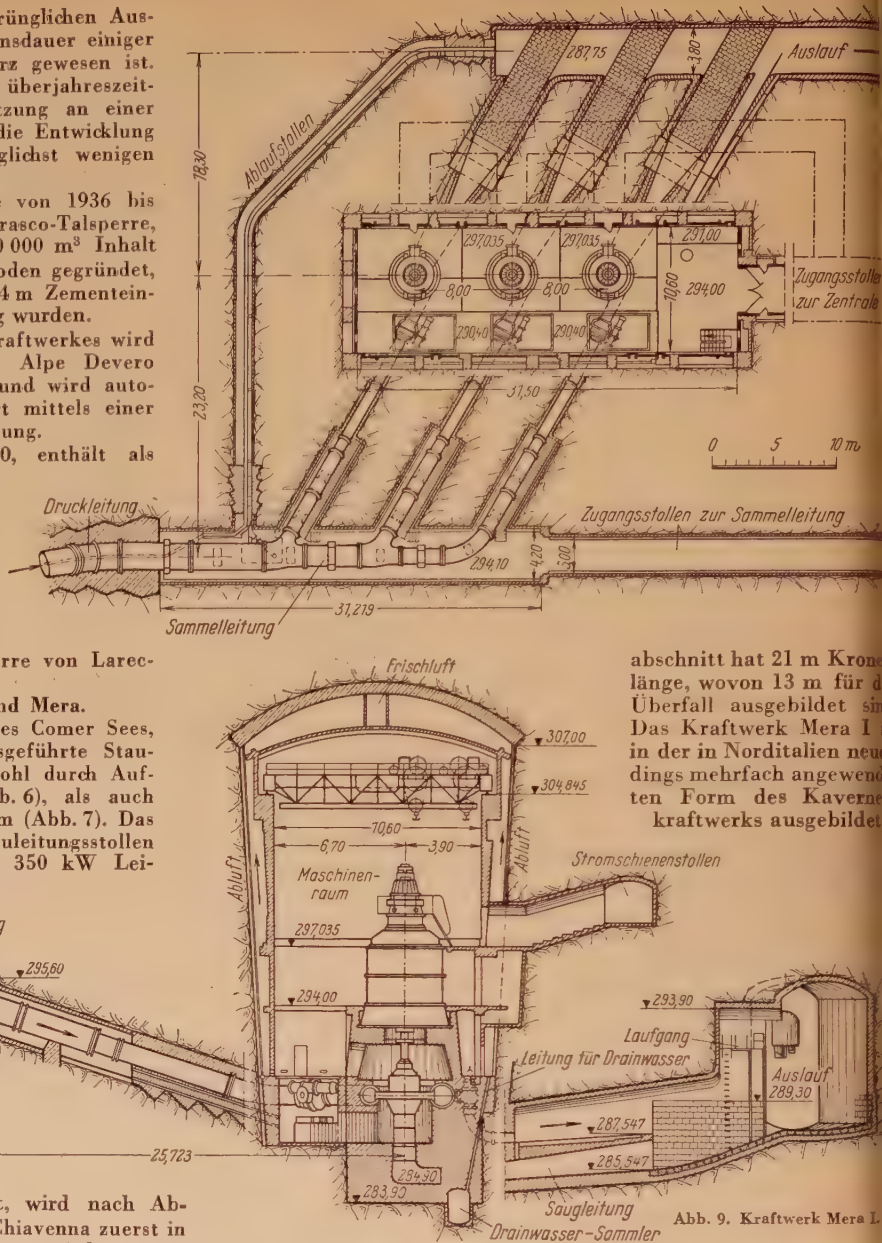
Im Einzugsgebiet des Flusses *Liro*, nördlich des *Comer Sees*, ist bemerkenswert die von 1938 bis 1947 ausgeführte Stauraumvergrößerung des *Truzzo-Staubeckens*, sowohl durch Aufhöhung der bestehenden Mauer um 5 m (Abb. 6), als auch durch Tieferlegung der Wasserentnahme um 42 m (Abb. 7). Das Wasser wird bei tiefen Wasserständen dem Zuleitungsstollen zum Kraftwerk durch vier Pumpen von je 350 kW Leistung zugeführt, die in einer kleinen Kavernenzentrale aufgestellt sind. Der Stauraum wurde so von 15 auf 21 Mio m³ vergrößert. Als Folgemaßnahme zu dieser Vergrößerung wurden mehrere kleine Gebirgsbäche mit 7 km² Einzugsgebiet gefaßt und in einem Stollen dem Pumpwerk zugeführt, von wo sie entweder ins Staubecken oder in den Kraftwerkstollen gepumpt werden können.

Der Fluß *Mera*, in den der *Liro* mündet, wird nach Ableitung in einem Stollen in der Nähe der Stadt *Chiavenna* zuerst in einer Gefällstufe von 330 m ausgenutzt. Das Wasser wird an einer Talsperre von 26 m Höhe entnommen, die zwischen zwei massiven Wangen Hohlräume enthält zur Aufnahme der Antriebe für die Überfall- und Grundablaßverschlüsse (Abb. 8). Der hohle Mauer-

Güterverladehalle im Bahnhof Lyon-Guillotière, Frankreich*)

Dieses in mancherlei Hinsicht bemerkenswerte Bauwerk besteht aus zwei rechteckigen Hallen von 77,60 × 267,30 m und 60,00 × 250,00 m Grundfläche, deren gegeneinander versetzte Längsachsen einen Winkel von 160° bilden und deren Giebel sich etwa zur Hälfte miteinander verschneiden. Bisher ist allerdings nur die größere der beiden Hallen fertiggestellt worden.

Beim Entwurf dieses vollständig aus Stahlbeton errichteten Baues waren zwei wesentliche Forderungen zu erfüllen: Es sollte eine möglichst weitgehende Beleuchtung durch Tageslicht gewährleistet und die Zahl der Innenstützen auf ein Mindestmaß herabgesetzt werden. Daher wurde für die Eindeckung ein Shed mit gekrümmter Dachfläche gewählt, und die vier Außenwände wurden in eine Folge von Stützen im Abstand von 2,40 m aufgelöst, deren Zwischenräume bis zum Gesims in etwa 11 m Höhe vollständig



abschnitt hat 21 m Kronenlänge, wovon 13 m für den Überfall ausgebildet sind. Das Kraftwerk *Mera L.* in der in Norditalien neuerdings mehrfach angewendeten Form des Kavernenkraftwerkes ausgebildet.

Abb. 9. Kraftwerk Mera L.

(Abb. 9); es enthält drei Francis turbinen von je 20 150 kW. In 1942 in Angriff genommenen Arbeiten befanden sich z. Z. die Abfassung des Berichts noch in Ausführung. (Fortsetzung folgt)

verglast sind. Die Einfahrten für die Güterzüge befinden sich der südlichen Giebelwand und für die Lastwagen in der Ostwand. Die Abb. 1, eine Teilansicht der fertigen Halle von Südwesten, gibt



Abb. 1. Teilansicht der Güterverladehalle, Lyon-Guillotière, Frankreich.

einen Eindruck von der außerordentlich leichten und gefälligen Architektur der Außenfronten. Das Tragsystem des Bauwerkes schematisch in Abb. 2 dargestellt. Es besteht aus einer nach parab-

*) Aus Techn. d. Trav. 26 (1950), Heft 3/4, S. 67—77.

Zylindern geformte Dachhaut von 7 cm Dicke, die an den Enden auf 12 cm verstärkt und in Gewölberichtung 12 m weit gespannt ist und deren oberer und unterer Rand auf den entsprechenden Enden von 5,10 m hohen Stahlbetonfachwerkträgern aufliegt. Bei der ersten und letzten Dachfeld ist die Gewölbspannweite auf 13 m gedrehtes Shed an der Fassade

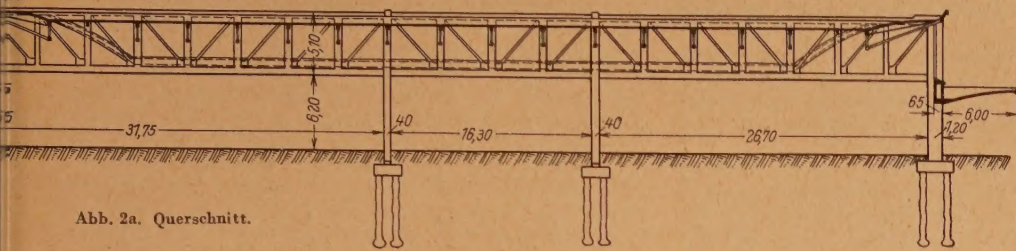


Abb. 2a. Querschnitt.

größert. Die Spannweite der über drei Felder durchlaufenden Fachwerkträger ist auf Abb. 2 zu erkennen. Während die 1,20 m hohe Außenstütze sowohl im Fachwerkträger als auch im Fundament eingespannt ist, haben die beiden Mittelstützen an der Fassadeoberkante ein Gelenk. Die andere, 85 cm breite Außenstütze besitzt über dem Fundament und unter dem Fachwerkträger ein Gelenk und wirkt damit als Pendel. Auf diese Weise wurde eine ausreichende Bewegungsmöglichkeit in Längsrichtung geschaffen.

Um den Lichteinfall durch die 11 m hohen Fassaden für die Ausrichtung der Halle voll auszunutzen zu können, wurde der äußere Rand der Dachfläche des südlichen Feldes bis zur Höhe des Oberendes des Fachwerkes angehoben. Aus dem gleichen Grunde ließ

angeordneten bogenförmigen Rippen mit Zugband unterhalb des Daches auf. Aus der Anordnung dieser Vielzahl von Bogen, den fehlenden ausgeprägten Binderscheiben und einer Bemerkung im Originaltext muß geschlossen werden, daß die parabolischen Dachflächen als ebene Gewölbe berechnet und konstruiert wurden. Die Schalenswirkung des aus Randträger und Dachhaut bestehenden räumlichen Systems wurde also wahrscheinlich nicht ausgenutzt. Dies läßt auch der parabolische Querschnitt der Dachhaut vermuten, denn dieser ist für eine räumliche Tragwirkung statisch ungünstig. Wäre das Dach als räumliche Schale konstruiert worden, so hätten sämtliche Rippen wegfallen können und die Innen-

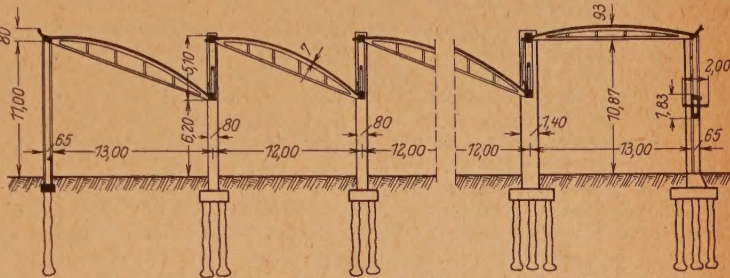


Abb. 2b. Teil-Längsschnitt.

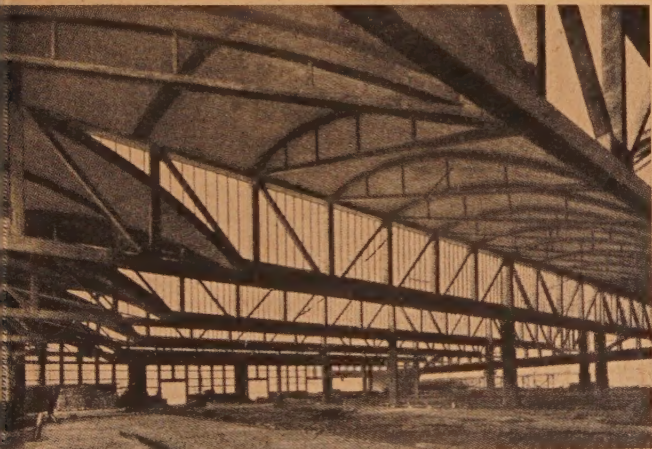


Abb. 3. Innenansicht des Nordteiles.

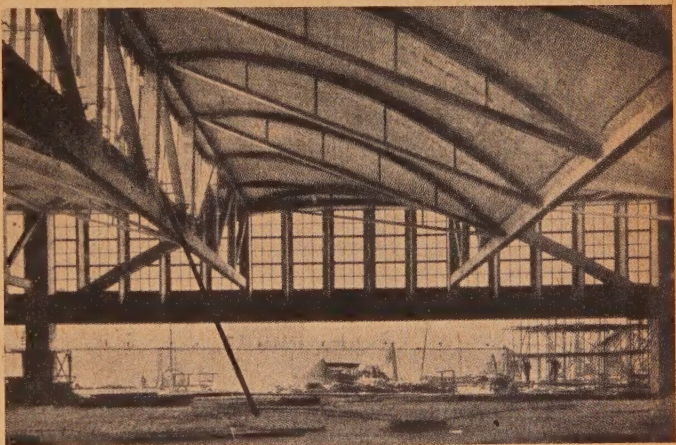


Abb. 4. Innenansicht mit Toröffnung von 36 m Spannweite.

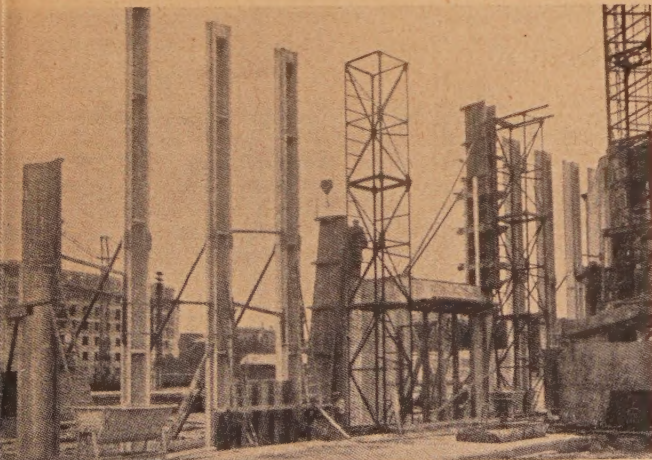


Abb. 5. Giebelwand mit V-förmigen Fertigbetonstützen. Die vollen dreieckförmigen Außenstützen der Fachwerkträger werden eingeschalt.

Die Dachhaut nicht stumpf gegen die Längsfronten stoßen, sondern man drehte dort die Dachfläche um 90°, so daß an den Enden eines jeden Dachfeldes eine Durchdringung zweier parabolischer Zylinder vorhanden ist, deren Achsen sich um 90° schneiden. Die Abb. 3 gibt eine Ansicht des Innenraumes der fertigen Halle mit den eben beschriebenen Zylindersegmenten. In diesem Bilde fallen die zahlreichen, etwa in Abständen von 4 m

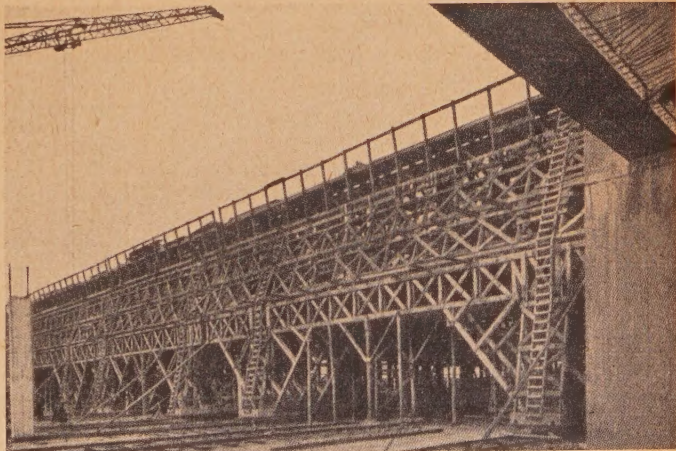


Abb. 6. Lehrgerüst.

ansicht hätte dadurch ein glattes und ruhiges Aussehen erhalten. Die zwei größten Toröffnungen von je 36 m Spannweite werden durch zwei in der Fassade angeordnete versteifte Stabbögen überbrückt, auf die sich die Fachwerkträger des Daches, deren Abstand 12 m beträgt, abstützen (Abb. 4). Über die Konstruktion der Stahlbetonfachwerkträger, besonders über die Ausbildung ihrer Knotenpunkte, ist in dem Originalaufsatz leider nichts gesagt.

Die normalen Außenstützen haben einen V-förmigen Querschnitt und sind so angeordnet, daß die Spitzen der V nach außen zeigen (Abb. 5). Während die Außenstützen der Fachwerkträger am Ort mit vollem Dreieckquerschnitt hergestellt wurden, bestehen die Zwischenstützen mit hohlem V-Querschnitt aus auf der Baustelle hergestelltem Fertigbeton. Auch das Gesims der Halle besteht ebenso wie die Fenstersprossen der Fachwerkträger und der Außenfronten aus Fertigteilen.

In Abständen von 36 oder 48 m wurden entweder unmittelbar neben den Fachwerkträgern oder in ihrer Achse von den Außenfronten etwa 12 m tief ins Bauwerk hineinreichende Fugen vorgesehen, um auch Temperaturbewegungen der Längsfronten ohne stärkere Behinderung zu ermöglichen.

Die zwanzig Normalsheds wurden mittels zweier hölzerner genagelter Lehrgerüste betoniert, die im wesentlichen aus 4 cm starken Brettern bestanden und die, von den beiden Enden der Halle beginnend, je zehnmal verwendet wurden. Die Gerüste der Stahlbetonfachwerkträger und der Dachhaut ruhten auf Betonplatten, die ihrerseits auf Gleisen verschieblich waren. Die Schalung der Dachflächen einschließlich der Bogen und Zugbänder wurde beim Ausrüsten mittels eines Systems von Flaschenzügen in drei Stücken so tief abgesenkt, daß sie unter dem ebenfalls fertiggestellten Fachwerkträger hindurch zum nächsten Feld verfahren und dort wieder hochgezogen werden konnte. Die Innenflächen der Schalungen waren mit Blech verkleidet. Abb. 6 zeigt dieses Lehrgerüst. Die je 13 m weit gespannten Shedfelder an den beiden Giebeln wurden auf Rohrgerüsten eingeschalt.

Das ganze Bauwerk enthält 4400 m³ Beton mit 2000 t Zement und 1200 t Rundstahl, d. h. 56 kg je Quadratmeter überdachter Fläche. Die letzte Zahl erscheint, gemessen an deutschen Schalenshedbauten, ziemlich reichlich, sie dürfte jedoch durch die zahlreichen Säulen in den Außenfronten, durch die Nichtberücksichtigung der räumlichen Tragwirkung der Schalen und die teilweise großen Toröffnungen erklärbar sein.

Koepeke

Neue Wege der Betontechnik in den USA.

(Besprechung der neuesten Auflage des Concrete Manual)

Das zum Ministerium des Inneren gehörende Bureau of Reclamation, zu dessen Aufgaben der Bau der großen Staudämme, Talsperren und Bewässerungsanlagen in den Mittelwest- und Weststaaten der Union gehört, gibt seit 1938 ein Betonhandbuch heraus, das in erster Linie als Anleitung für das Aufsichtspersonal des „Bureau“ auf dessen zahlreichen Großbaustellen dient. Das 490 Seiten starke Büchlein in Oktavformat, dessen neueste Auflage im September 1949 erschienen ist¹⁾, behandelt in sehr klarer und auch für deutsche Leser verständlicher Sprache alle Probleme des Betonbaus: Auswahl und Prüfung der Baustoffe, Beschreibung ihrer Eigenschaften und Einflüsse auf die Betongüte, Wahl der geeigneten Mischungen, Betonkontrolle, Einbau und Nachbehandlung des Betons, Unterhaltung der Betonbauwerke, Wiederherstellung beschädigten Betons, Betone für Sonderzwecke u. a. m. Es ist gut mit Bildern und Tabellen ausgestattet und bringt in der Anlage sehr eingehende Beschreibungen aller in der Praxis vorkommenden Prüfverfahren. Im Vorwort zur 5. Auflage wird auf diejenigen Bauweisen hingewiesen, die die Entwicklung der Betontechnik während der letzten Jahre besonders kennzeichnen. Über diese soll im folgenden kurz berichtet werden, da sie in mancher Hinsicht auch für deutsche Betontechniker interessant sein dürften.

Die Verwendung belüfteten Betons hat sich ganz allgemein durchgesetzt²⁾ und wird auch vom „Bureau“ bei zahlreichen Bauten vorgeschrieben, da sich herausgestellt hat, daß die Einführung von 2 bis 6 v. H. Luft in feinsten Verteilung in unzusammenhängenden 0,075 bis 1,25 mm großen Bläschen folgende sehr günstige Einflüsse auf den Beton hat:

1. Verbesserung der Verarbeitbarkeit des Betons: Die Luftbläschen wirken im frischen Beton sozusagen als fünfter Bestandteil und übernehmen die Funktion des bislang erforderlichen Wasserüberschusses, indem sie die festen Bestandteile — Zement, Sand und Grobzuschlag — während des Transportes und Einbaus in der Schwebe halten. Dadurch wird die Verwendung weniger gut abgestimmter Körnungen und eckiger Kornformen ermöglicht. Der Sandgehalt kann unbedenklich im Verhältnis der eingeführten Luft verringert werden. Dadurch werden Entmischung und Bildung von Sandnestern an der Oberfläche vermieden. Für jedes Hundertteil eingeführter Luft kann der Wassergehalt ohne Verlust an Setzmaß und Verarbeitbarkeit um 2 bis 4% verringert werden.
2. Erhöhte Widerstandsfähigkeit des erhärteten Betons gegen Frostschiäden bei verhinderter Ausdehnung: Die Hohlräume lassen einen inneren Ausgleich der Bewegungen der festen Teile zu, die bei Formänderungen infolge von Temperaturschwankungen

auftreten. Die Globularstruktur des belüfteten Betons erschwert zudem den Zutritt von Wasser und damit die gefährliche Eisbildung im Innern.

3. Verringerte Wasserdurchlässigkeit durch Herabsetzung des Wasser-Zement-Faktors bei sonst gleichen Bestandteilen und Ersatz der Kapillarstruktur durch eine Globularstruktur
4. Fast unverändertes Schwindmaß beim Austrocknen des erhärteten Betons: Obwohl Versuche ergeben haben, daß Luftführung bei gleichbleibendem W/Z-Faktor zu einer Erhöhung des Schwindmaßes führt, wird diese Erscheinung durch die Verringerung des W/Z-Faktors ziemlich ausgeglichen.
5. Fast unveränderte Festigkeit des erhärteten Betons: Obwohl nachgewiesen ist, daß bei gleichbleibendem W/Z-Faktor die Betonfestigkeit um 4 bis 6% je Prozent eingeführter Luft verringert wird, hat sich aus zahlreichen Versuchen ergeben, daß die bei Belüftung mögliche Verringerung des W/Z-Faktors bei gleichbleibendem Zementgehalt eine Erhöhung der Festigkeit hervorruft, die den vorgenannten Verlust praktisch ausgleicht. Eine recht aufschlußreiche graphische Darstellung des Verhältnisses zwischen 28-Tage-Festigkeit und Zementgehalt einmal für gewöhnlichen Beton und einmal für Beton mit 4% Luftgehalt zeigt, daß die Festigkeitseinbuße bei fetten Mischungen (390 kg Zement je Kubikmeter Beton) etwa 8,8% beträgt, mit zunehmender Magerung jedoch abnimmt. Bei einem Zementgehalt von 240 kg/m³ ergibt sich kein Festigkeitsverlust mehr und bei sehr mageren Mischungen sogar eine Festigkeitszunahme.
6. Der Einfluß der Belüftung auf das Elastizitätsmaß, das Kriechmaß und die Wärmeleitfähigkeit des Betons ist in dem praktisch vorkommenden Ausmaß gering. Das Raumgewicht nimmt im umgekehrten Verhältnis zum $\frac{W+L}{Z}$ -Faktor

ab. Belüfteter Beton ist also nicht leichter als gewöhnlicher Beton gleicher Verarbeitbarkeit.

7. Größere Widerstandsfähigkeit belüfteten Betons gegen chemische Angriffe, insbesondere Sulfate, und Erhöhung der Verschleißfestigkeit der Betonoberfläche werden als weitere Vorzüge genannt. Letztere ist von besonderer Bedeutung bei Betonstraßendecken und bei Kanalauskleidungen.

Für Bauausführungen des „Bureau“ sind zur Zeit nur die nach dem ASTM-Normen „Tentative Specifications for Air-Entraining Portland Cement“ hergestellten Erzeugnisse des Handels zugelassen, nämlich

1. „Darex“, ein schwefelsaures Triäthanolamin,
 2. „Vinsol Resin“, ein Destillationsprodukt des Holzteeröles.
- Während ersteres eine Flüssigkeit ist, die dem Anmachwasser unmittelbar zugesetzt werden kann, ist letzteres ein in Wasser nicht lösliches Pulver, das zu seiner Lösung der Beimischung von Natriumhydroxyd bedarf. Die Menge des erforderlichen Luftgehaltes wird in der Praxis vom Größtkorndurchmesser abhängig gemacht, und zwar in folgendem Verhältnis:

Größtkorndurchmesser in mm	erforderlicher Luftgehalt im fertigen Beton in %
19	5 ± 1
38	4 ± 1
76	3,5 ± 1
152	3 ± 1

Um Luftverluste beim Einbringen und Verarbeiten durch Stochern bzw. Rütteln auszugleichen, ist es zweckmäßig, die oben genannten Werte im frischen Beton um etwa 25 v. H. zu vergrößern.

Einen weiten Raum nehmen die Abhandlungen über die Verwendung schwach hydraulischer Beimischungen zum Zement bei der Herstellung von Massenbeton ein, die sich in den USA. erst in den letzten Jahren eingebürgert zu haben scheint. Genannt werden vulkanische Aschen und Tuffe, siliziumhaltige Sedimente, wie Diatomeenerde, Tonschiefer u. a., ferner Hochofenschlacke, Flugasche und Ziegelmehl. Die Beimengungen schwanken zwischen 20 und 30% des Zementgewichtes. Die erzielten technischen und wirtschaftlichen Vorteile sind bei uns seit langem bekannt, so daß man sich darüber wundern möchte, daß ihre steigende Verwendung in den USA. als Fortschritt der letzten Jahre betont wird. Weniger bekannt dürften bei uns die Ergebnisse umfangreicher Versuche über die unerwünschten chemischen Reaktionen zwischen den alkalischen Bestandteilen des Portlandzementes und gewissen siliziumhaltigen Zuschlagstoffen sein, die leicht zu Treiberscheinungen führen. Diese werden in wirksamer Weise durch Beimischung von opalhaltiger Diatomeenerde, gewisser vulkanischer Glasflüsse, kalzinierter Tone und hochsiliziumhaltiger Industrieerzeugnisse unterbunden.

Erwähnt, jedoch im Hinblick auf den praktischen Charakter des Buches nicht näher beschrieben, sind die Verfahren zur Feststellung der Elastizitätszahl des Betons auf dynamischen

¹⁾ Concrete Manual, 5th Edition, Denver (Col.), zu beziehen durch US. Government Printing Office, Washington 25 (D. C.). Preis \$ 1,75 plus Porto \$ 0,12.

²⁾ Vgl. auch Wehe, Die Betontechnik des Talsperrenbaus in den Vereinigten Staaten von Amerika. B. u. St. 45 (1950), Heft 1, S. 7.

nen. Sie beruhen einmal auf der Messung der Eigenschwingungen von Probekörpern, und zum anderen auf der Messung der Ausbreitungsgeschwindigkeit von Schallwellen im Beton. Sie beruhen hauptsächlich zur Feststellung von Schäden bei Gefrieren im Laboratorium sowie zur Feststellung der vorerwähnten Eigenschaften im Bauwesen.

Die sehr umfangreichen Kapitel über die Einrichtung und Ausrüstung von Betonbaustellen seien als noch wenig in Deutschland bekannt (die Erfahrungen mit Transportbeton³⁾) und die daraus resultierenden Forderungen an Transportmischer mitgeteilt. Man findet in den USA. nach drei verschiedenen Verfahren:

1. „Central mixer service“, bei dem der in einer zentralen Mischanlage fertig gemischte Beton mittels eines fahrbaren Rührwerkes zur Baustelleneingangsstelle gebracht wird, 2. „Batch mixer service“, bei dem die Betonbestandteile trocken in einem fahrbaren Mischer gegeben werden, in dem während der Fahrt zunächst trocken, später, kurz vor Erreichung der Baustelle, unter Zusatz des erforderlichen Anmachwassers gemischt wird, und 3. „Dry mix“, bei dem die festen Bestandteile bereits in der zentralen Betonfabrik trocken vorgemischt, dann in einen Transportmischer gegeben und weiter wie unter 2. behandelt werden.

Das erste Verfahren hat auch in Europa vereinzelt Eingang gefunden. Es ist mit dem großen Nachteil eines unzulässigen Verlustes an Setzmaß und der Gefahr der Übermischung verbunden und daher verhältnismäßig kurze Transportentfernungen beschränkt. Das zweite Verfahren ist das gebräuchlichste, es erfordert jedoch peinliche Bedienung des Mixers zwecks Einhaltung des höchstzulässigen W/Z-Faktors. Das dritte Verfahren ist insofern eine Verbesserung des zweiten, als die Leistungsfähigkeit der Mischer besser ausgenutzt wird. Das „Bureau“ fordert für die Zulassung der Transportmischung auf seinen Baustellen:

1. Ausrüstung der Mischer mit einem Wassermesser zwischen Wasserzusatztank und Mischtrommel, der eine genaue Kontrolle der abgegebenen Wassermenge gestattet. 2. Ausrüstung der Mischer mit einem Umdrehungszähler. 40 Umdrehungen werden für Beton mit kontinuierlicher Aufgabe, 60 Umdrehungen für Beton mit stoßweiser Aufgabe der festen Bestandteile für erforderlich gehalten. 3. Die kontinuierliche Aufgabe der Stoffe verdient den Vorzug. Wo diese nicht möglich ist, soll die Aufgabe in folgender Reihenfolge geschehen: 1/3 des vorläufigen Wasserzusatzes, 1/2 der Zementmenge, 1/1 des Zements, 1/2 der Zuschläge, 2/3 des vorläufigen Wasserzusatzes.

Der vorläufige Wasserzusatz soll so niedrig gehalten werden, daß das verlangte Setzmaß auf keinen Fall überschritten wird. Die Ladung soll während der Fahrt nur mit 3/4 der insgesamt vorgeschriebenen Umdrehungen gemischt werden. Nach Anfuhr auf der Baustelle ist die Steife des Betons durch Augenmaß zu prüfen und die Mischung falls erforderlich unter Zusatz weiteren Wassers zu beenden.

Der Mischer soll eine Öffnung haben, durch die die Steife des Betons bequem zu beobachten ist. Beim Entladen ist darauf zu achten, daß keine Entmischung des Betons eintritt. Sollte sie gegen Ende des Entladevorgangs beobachtet werden, so ist das getrennte Korn (meist Grobes) zurückzuweisen.

Große Transportmischer eignen sich wenig zur Bedienung einer großen Anzahl kleinerer Baustellen, die nicht die ganze Ladung abnehmen können, da die letzten Entleerungen meist ein zu kleines Setzmaß aufweisen.

Das diesem Beispiel des Transportbetons vermag der deutsche Bauherr zu ermessen, welche Aufmerksamkeit in den USA jedem einzelnen Vorgang und Einfluß bei der Betonherstellung zuteil wird.

Das Streben nach Qualität ist auf jeder Seite des ganzen Baubereichs deutlich spürbar, ohne daß man den Eindruck gewinnt, daß die Gesetze der Wirtschaftlichkeit verletzt werden. Es ist hier nur der Platz, darüber ausführlicher zu berichten. Immerhin noch einige Beispiele erwähnt, die für die amerikanischen Verfahren als bezeichnend angesehen werden können.

1. Die Überwachung der Betonsteife bereits während des Entladevorgangs durchführen zu können, hat man auf einigen Großbaustellen die Mischer mit Konsistenzmessern ausgestattet. Diese beruhen einmal auf der Messung der von der elektrischen Antriebsmaschine abgenommenen Strommenge, ein Verfahren, das jedoch bei großen und steifen Mischungen stark an Empfindlichkeit einbüßt.

Beim Grand-Coulee-Dam hat man daher ein anderes Verfahren entwickelt, das auf dem Umstand beruht, daß der Schwerpunkt der Mischtrommel mit waagerechter Kippachse sich mit wechselnder Steife verschiebt. Je nach der beim Mischvorgang entstehenden

Steife baut sich am Boden der Mischtrommel ein Betonkegel von verschiedener Höhe auf und zwingt diese in eine jeweils andere Neigung, die durch eine elektromagnetische Vorrichtung sichtbar gemacht und auf einer Trommel graphisch festgehalten wird.

Während man in unserem gemäßigten Klima nur in Frostperioden Vorsichtsmaßnahmen für den frischen Beton zu treffen pflegt, zwingen die in einzelnen Staaten besonders des Westens der USA auftretenden hohen Temperaturen den Ingenieur, den Beton auch gegen allzugroße Erwärmung zu schützen. Als höchstzulässige Einbaup Temperaturen gelten bei Massenbeton 27° C, bei gewöhnlichem Beton 32° C. Maßnahmen zum Kühlen des Betons während der Herstellung sind: Kühlen des Mischwassers z. B. durch Eiszusatz, Isolierung und Beschattung der Behälter für Zement und Wasser und der Mischtrommel, weißer Farbanstrich oder Beschattung der Wasser- und Betonpumpleitungen, Besprengen der groben Zuschläge und, wenn alle diese Maßnahmen nicht ausreichen, Betonieren bei Nacht. Auch beim Anwärmen des Betons im Winter vermeidet man möglichst eine Überhitzung, da diese den Abbindevorgang zu sehr beschleunigt, eine Einbuße am Setzmaß und ein stärkeres anfängliches Schwinden bei der Erhärtung zur Folge hat.

An Stelle der auch bei uns gebräuchlichen Nachbehandlung des frischen Betons durch Annässen und Bedecken mit Segeltuchbahnen hat in jüngster Zeit in den USA ein Verfahren der Nachbehandlung Verbreitung gefunden, das im luftdichten Abschluß der Poren an der Oberfläche des frischen Betons besteht (curing concrete with sealing compounds). Es hat sich besonders bei Tunnelverkleidungen bestens bewährt. Der Anstrich besteht aus einem feingemahlten weißen Pigment mit hoher Deckfähigkeit, das in einer Anmachflüssigkeit aus Leinöl, Wachs oder Harz mit einem Lösungsmittel verteilt aufgetragen wird. Die weiße Farbe dient zur Rückstrahlung der Sonnenwärme und Kühlehaltung des Betons und erleichtert die Überwachung der Nachbehandlung, da nicht genügend abgedichtete Stellen des Betons sehr bald eine dunklere Färbung annehmen. Menge und Zusammensetzung des Deckanstrichs ist von der Beschaffenheit der Betonoberfläche und von den klimatischen Bedingungen abhängig. Die Wirkung kommt einer Feuchthalterung von 14 bis 28 Tage Dauer gleich. In seltenen Fällen wie z. B. Kanalauskleidungen über Böschungen mit Rutschgefahr, hat sich eine Verbindung von 24stündigem Feuchthalten mit unmittelbar anschließendem Porenverschluß als besonders wirksam erwiesen. Das Dichtungsmittel wird auf große Flächen pneumatisch aufgespritzt, kann jedoch auch vorsichtig mit Bürsten aufgetragen werden.

Ein besonderes Interesse dürften ferner die Angaben des Concrete Manual über Betone für Sonderzwecke beanspruchen, die in den letzten Jahren vom Bureau of Reclamation entwickelt worden sind. Davon sind zu erwähnen:

1. Der Quellschutt, der dadurch entsteht, daß Aluminiumpulver, das der frischen Mischung beigegeben wird, sich mit den im Zement enthaltenen Alkalien chemisch verbindet und Wasserstoffgas erzeugt⁴⁾. Dieses im Mörtel gleichmäßig verteilte Gas schränkt das „Schwitzen“ des grünen Betons und damit die Anfangsschrumpfung ein und bewirkt sogar eine gewisse Raumvergrößerung. Man nutzt diese Eigenschaft vorzugsweise beim Fugenverguß unter Maschinenfundamenten, in Betonrohrleitungen und bei anderen Gelegenheiten aus, bei denen es auf ein saftiges Ausfüllen der Fugenhöhlräume ankommt. Als Mischungsverhältnis verwendet man 1 Gewichtsteil Zement zu 1,5 bis 2 Gewichtsteilen Sand bei einem W/Z-Faktor von 0,50 und Beigabe von unpoliertem Aluminiumpulver (etwa 0,005% des Zementgewichtes). Die Zumessung des letzteren soll sehr sorgfältig vorgenommen werden. Um die Verteilung zu erleichtern, wird das Aluminiumpulver häufig zuerst mit Bimpulver im Verhältnis 1:50 Gewichtsteile innig vermengt und mit dem Zement-Sandgemisch trocken vorgemischt, bevor das Anmachwasser beigegeben wird. Nach Angaben an anderer Stelle soll bei Temperaturen um 20° C die Beigabe dieses Aluminium-Bims-Gemisches 3 g je kg Zement, bei Temperaturen um 4,5° C 4,6 g je kg Zement betragen. Der Mörtel ist möglichst in kleinen Mengen anzumachen und nach 3 Minuten Mischdauer schnell zu verarbeiten.
2. „Schlamm-Beton“ (prepacked concrete), der hauptsächlich zu Ausbesserungsarbeiten unter Wasser an Talsperren, Tunnelauskleidungen, Ufermauern usw. verwandt wird. Er ist in Deutschland durch vereinzelte Veröffentlichungen⁵⁾ bereits bekannt. Das Verfahren besteht darin, daß zunächst eine möglichst dichte Steinpäckung in der Schalung hergestellt wird. Die Hohlräume werden gut angefüllt bzw. ganz mit Wasser gefüllt und dann von unten nach oben aufsteigend mit Mörtel vollgepumpt. Der Mörtel besteht aus Portlandzement, einem Füller

⁴⁾ Vgl. Bantech. 25 (1948), Heft 3, S. 49—52, u. Heft 4, S. 85—90.

⁵⁾ Vgl. Zeh, das „Intrusion“- und „Prepacked“-Verfahren, Bauwirtsch. 1950, Heft 10 S. 4—6.

(z. B. Traß), Feinsand und einem Zusatzmittel zur Verzögerung des Abbindebegins und zur Erleichterung des Einschlämmens. Letzteres enthält einen geringen Bestandteil an Aluminiumpulver, das ein leichtes Quellen des Mörtels vor Beginn des Erhärtens hervorruft und damit das anfängliche Schwinden des Betons einschränkt. Der Schlämbbeton zeichnet sich vor dem auf gewöhnlichem Wege eingebrachten Beton gleicher Beschaffenheit durch geringeres Schwindmaß bei gleicher Endfestigkeit aus.

Besondere Erwähnung verdient schließlich noch das Verfahren zur Unterdruck-Oberflächenbehandlung frischen Betons (vacuum-processed concrete), das den Entzug des überschüssigen Wassers und der Luftbläschen in der Nähe der Oberflächen bezweckt. Man erreicht damit eine höhere Festigkeit des Betons und Härte der Oberfläche. Die Tiefenwirkung schwankt je nach der Kornzusammensetzung und dem Mischungsverhältnis zwischen 15 und 30 cm, die Menge des entzogenen Wassers kann in der Nähe der Oberfläche bis zu 33% betragen. Das Verfahren besteht darin, daß Schalungstafeln aus Stahlblech oder Sperrholz mit einem Futter aus 2 Lagen Drahtgewebe und einer Lage Baumwollgewebe oder einer Lage Glaswolle und Gummistreifen zur Abdichtung der Ränder verwendet werden, deren Hohlräume mittels eines Gummischlauchs mit einer Vakuumpumpe in Verbindung stehen. Unmittelbar nach dem Einbringen des Betons in die Schalung wird ein Unterdruck von 0,4 bis 0,5 at erzeugt. Die Wirkung des Verfahrens kann durch Innenrütteln während der ersten Minuten des Absaugens wesentlich beschleunigt und verbessert werden, da sich die feinen Röhren, durch die das Wasser abzieht, alsbald infolge des Rüttelns schließen. Es erfordert jedoch große Erfahrung, die beiden Wirkungen des Saugens und des Rüttelns miteinander in Einklang zu bringen. Ein zu schwaches oder zu kurzes Rütteln führt nicht zum vollen Porenschluß. Ein zu starkes Absaugen besonders am Beginn kann den Beton zu steif für das Rütteln machen. Betone mit hohem Feinsandgehalt sind zur Unterdruck-Oberflächenbehandlung weniger geeignet als solche ohne Feinstkorn und mit geringem Sand- und Zementgehalt. Das Verfahren ist wirksamer bei niedrigen Temperaturen und wird vorwiegend bei der Herstellung von Fertigbetonteilen angewandt. Zur Sichtflächenbehandlung ist es zu teuer. Es kann preislich auch nicht mit dem belüfteten Beton in Wettbewerb treten. Dagegen eignet es sich vorzüglich als Ersatz für Vorsatzbeton an der Wasserseite von Talsperren.

Aster.

Bücherschau

Anger, Georg: Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger. Bd. I, 6., erweiterte Aufl., XII, 221 S. mit 284 Textabb., Berlin 1949, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 15,— DM.

Mit dem nunmehr erschienenen Band I der „Zehnteiligen“ hat Anger sein ungewöhnlich rasch in der Fachwelt bekanntgewordenes Tabellenwerk über den Durchlaufträger abgeschlossen. Es enthält alle auf Grund der allgemeinen Lösung der Dreimomentengleichung sich ergebenden Formeln zur Berechnung beliebiger vieler und beliebig großer Felder bei jeder möglichen Belastung und für jede Art der Auflagerbedingung der Endauflager, d. h. — wie in der Regel — frei drehbar gelagert, darüber hinaus jedoch auch an einem oder an beiden Enden ganz oder teilweise eingespannt. Wenn der nunmehr vorgelegte Band I auch nicht an die Bedeutung der bereits erschienenen Bände II (Tabellen der Momente, Querkräfte und Auflagerkräfte für durchlaufende Träger von zwei bis fünf Feldern für gleichförmige und beliebige Belastungen, die sich besonders für die Statik des Hochbaues eignen) und III (Einflußlinien für die Momente, Querkräfte und Auflagerkräfte für die Statik der Ingenieurbauten) für den in der Praxis stehenden Ingenieur heranreicht, enthält er neben den sehr übersichtlich gestalteten Formeln zur Allgemeinbehandlung des Durchlaufträgers doch überaus wertvolle Erläuterungen und Zahlenbeispiele, die es ermöglichen, die Tabellen der nachfolgenden Bände erst bestmöglich und unter geringstem Zeitaufwand auszunutzen. Sein Studium wird daher für alle, die sich mit der Berechnung durchlaufender Träger befassen müssen, immer von Nutzen sein.

Jung.

Jäger, Karl: Festigkeitsnachweis im Stahlbetonbau. X, 281 S. mit 150 Textabb. u. 30 Zahlentaf. Wien 1948, Manzsche Verlagsbuchhandlung. Geh. 25,70 DM.

Im Sinne der seit einer Reihe von Jahren immer wieder erhobenen Forderung nach einer „n-freien Bemessung“ an Stelle des in unseren heutigen Vorschriften niedergelegten „klassischen“ Verfahrens hat das vorliegende Werk es sich zur Aufgabe gemacht, einmal wirklich das ganze Gebiet der Stahlbetonbemessung folgerichtig neu zu gestalten. Die Sorgfalt und Gründlichkeit, mit der es sich dieser Aufgabe unterzieht, verdient volle Anerkennung:

Biegung, schiefe Biegung, Biegung mit Längskraft, Rechteck-, Plattenbalken-, Dreieckquerschnitte, einfach und doppelt bewehrt Schubkraft, Torsion usw., kurz alle irgendwie in Frage kommenden Verhältnisse werden untersucht, und selbst das Gebiet der Formänderungen im Hinblick auf statisch unbestimmte Systeme wird einbezogen. Ausgehend von dem Grundsatz, die verlangte Sicherheit als Verhältnis zur Traglast zur Nutzlast festzulegen, führen die Herleitungen zur Folgerung, daß als gute Näherung eine recht eckige Druckzone zugrunde gelegt werden kann, deren Höhe sich aus dem Bewehrungsverhältnis und den Verformungsgrenzen von Beton und Stahl ergibt.

Erfolgt aber die Ermittlung der Nulllinie nach der klassischen Theorie nicht ganz entsprechend, wenn auch mit anderen Zahlenwerten? Läßt sich daher die Frage des Spannungsverlaufes in der Druckzone wirklich so eindeutig, wie es der Verfasser zu beweisen glaubt, zugunsten seiner Annahme entscheiden? Auch die „zulässigen Spannungen“ der klassischen Theorie sind ja nicht — wie es an einer Stelle des Vorwortes heißt — willkürlich gewählt, sondern enthalten ganz bestimmte Sicherheitsbeiwerte gegenüber einem vorausgesetzten Bruchzustande. Nach wie vor werden daher nur Versuche und immer wieder Versuche zu einer Entscheidung darüber führen können, welche Auffassung richtiger ist, d. h. den meisten Versuchsergebnissen am nächsten kommt.

G. Ehlers.

Van Rinsum, Anton: Der Abfluß in offenen natürlichen Wasserläufen. (Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaus und der Baugrundforschung, Heft 7.) 2. Aufl. VIII, 80 S. mit 44 Textabb. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 7,50 DM.

Als Veröffentlichung aus dem Arbeitsbereich der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde der obersten Baubehörde im Staatsministerium des Innern München, ist diese zweite Neubearbeitete und erweiterte Auflage sehr zu begrüßen. Die jahrelangen Beobachtungen und Untersuchungen des Verfassers sowie die ihm durch seine Stellung gegebene Gelegenheit haben das Buch gegenüber der ersten Auflage wesentlich bereichert. Es konnte somit bei der Neubearbeitung den neu gewonnenen Kenntnissen Rechnung getragen werden und durch vorgenommene Erweiterungen und Umstellungen die praktische Anwendung des Gebrachten erleichtert werden. Das Buch enthält unter A die eigentliche Aufgabenstellung unter B den Abfluß in offenen, natürlichen Wasserläufen, unter C Beispiele der Anwendung und nach einem Schlußwort noch einen Anhang mit Behelfen für die Anwendung mit Rechnungsbeispielen. Die Schrift kann jedem Wasserwirtschaftler in der vorliegenden zweiten Auflage bestens empfohlen werden.

Press.

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Schwarz, Hermann: Adhirit-Betonstraßen DRP. Entwicklung, Ausschreibung, Bau und Erfahrungen. Bearbeitet und herausgegeben in Zusammenarbeit mit dem Erfinder Ing. Karl Krah, Stadtoberbauspektor i. R., 47 S. mit 7 Textabb. Hamburg 1950, Selbstverlag des Herausgebers: Hamburg-Fuhlsbüttel, Steenkoppel 10.

Dümler, Herbert und Oehme, Friedrich: Bau-Fibel für das Maurerhandwerk. Heft 6.: Gewölbe — Treppen. 32 S. mit 94 Textabb. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 2,— DM.

INHALT: Bemerkenswerte Treppenkonstruktionen. — Biegezugfestigkeit in den Arbeitsgeneiner Brückenfahrbahtafel. — Neuere Schalungsverfahren im Beton- und Stahlbetonbau (Schluß). — Ungünstige Belastung von Stockwerksrahmen. — Brücke Oberhausen (Breisgau) und Fragen der neuen Verbundbauweise (Schluß). — Bemessungstabellen für Plattenbalken. — Vermischtes: Die Tätigkeit der italienischen Edison-Gruppe beim Bau von Wasserkraftanlagen in den Jahren 1936–1948 (I. Teil). — Güterverladehalle im Bahnhof Lyon-Guillotière, Frankreich. — Neue Wege der Betontechnik in den USA. — Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Zeitschriftenschau.

„Beton- und Stahlbetonbau“, veröffentlicht unter der Zulassung Nr. 271 der Nachrichten-Kontrolle der britischen Militärregierung, erscheint im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher 87 15 56. Schriftleitung: Reg.-Baumeister a. D. Erich Bornemann, Geschäftsführer des Deutschen Beton-Vereins, (16) Wiesbaden-Eigenheim, Prinz-Nikolas-Str. 12, und Reg.-Baumeister a. D. Johannes Peters, Berlin.

Monatlich ein Heft, Bezugspreis halbjährlich 14,— DM und 0,60 DM Zustellgeld im voraus zahlbar. Bestellungen nimmt jede Postanstalt der westlichen Besatzungszone entgegen. Desgl. jede wissenschaftliche Buchhandlung in West- und Ostdeutschland oder der Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Postscheck-Kto. Berlin-West 16 88. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht vier Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahreschluss abbestellt wird.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten an:

England: EPPAC, 41–45 Neal-Street, London W. C. 2.

Frankreich: EPPAC, 24, Rue des Ecoles, Paris (Ve).

Schweiz: EPPAC, Basel, Schützenmattstraße 43.

Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages. Printed in Germany.

Anzeigenverwaltung: Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169. — Druck: H. Heenemann KG., Berlin-Wilmersdorf, Wilhelmsau 22.